

UNIVERSIDADE DE LISBOA
FACULDADE DE CIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOGRÁFICA, GEOFÍSICA E ENERGIA



Rotura de barragens de aterro por galgamento
Ensaios experimentais com aterros homogéneos

Ricardo Jorge Lourenço Jónatas

Dissertação

Mestrado Integrado em Engenharia da Energia e do Ambiente

2013

UNIVERSIDADE DE LISBOA
FACULDADE DE CIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOGRÁFICA, GEOFÍSICA E ENERGIA



Rotura de barragens de aterro por galgamento
Ensaios experimentais com aterros homogéneos

Ricardo Jorge Lourenço Jónatas

Dissertação

Mestrado Integrado em Engenharia da Energia e do Ambiente

Trabalho realizado sob a supervisão de:

Maria Teresa Viseu (Investigadora, p.e.LNEC)

António Augusto Gutierrez Sá da Costa (FCUL)

2013

Agradecimentos

A realização desta dissertação de mestrado foi, inicialmente, possível graças à total disponibilidade e aceitação das Engenheiras Juana Fortes e Maria Teresa Viseu, para com minha vontade em desenvolver estudos em estruturas hidráulicas, como barragens.

As dificuldades inerentes ao trabalho experimental só foram possíveis de ultrapassar, com a cooperação do Departamento de Geotecnia e do Centro de Instrumentação Científica do LNEC, assim como da boa vontade e trabalho de equipa de todos os funcionários da sala de moldagem, construção, experimentadores e corpo de investigadores do Departamento de Hidráulica e Ambiente do LNEC. Quero agradecer diretamente à Adelaide, ao Nuno, ao Sr. José, ao Sr. João, à Ana Passarinho, à Joana Simão, ao Sr. António Manuel, ao Eng. João Fernandes, ao Eng. João Palma, ao Gonçalo, ao João Rogeiro, ao João Palha, ao Neto pela ajuda prestada em diferentes momentos.

Pela constante cooperação no desenvolvimento do trabalho experimental, tratamento de dados, orientação e revisões finais, quero prestar os meus agradecimentos à Eng^a. Sílvia Amaral, ao Professor Rui Ferreira, à Ana Bento, à Eng^a. Maria Teresa Viseu e ao Professor António Sá da Costa.

Agradeço à minha irmã, à minha tia Cidália, ao Sérgio, à minha Avó e especialmente aos meus pais, pelo apoio e pelos conselhos, assim como pela formação pessoal, a qual se revelou determinante em todo o trabalho desenvolvido durante a dissertação.

Pelos momentos de descontração, apoio moral e exemplo, assim como pela ajuda indispensável em alguns dos ensaios realizados durante o fim-de-semana, muito obrigado Beatriz.

Abstract

This master's degree dissertation, conducted in cooperation between the Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico and Laboratório Nacional de Engenharia Civil, has worked on the data analysis obtained from the homogeneous embankment dams failure by overtopping, the tests were carried on bursting landfill channel facilities of the Departamento de Hidráulica e Ambiente in LNEC.

The data and the analyzes of the effluent flow, were performed directly (velocity of the free surface area and instantaneous gap area) and indirectly (spillway flow curve and reservoir mass balance), as well as the morphological evolution of the gap over the rupture tests, carried out in two embankment dams with distinct compaction degrees and different gap shapes.

The embankment compaction degree has shown to have a predominant influence on the breaking time, reservoir volume discharged between the effluent hydrograph start and peak, as well as the magnitude shear of the effluent peak flow. The different compaction degree, made during the embankment dams construction, also showed influence on the landslides magnitude occurred during the break, and we could see the interdependence between the landslide dimension material and the effluent peak flow rate magnitude. The tests also showed that the initial gap geometry doesn't have influence on the gap final form.

Keywords: Dam break; Dam rupture; Embankment dam; Effluent flow, Effluent hydrograph.

Resumo

A presente dissertação de mestrado, realizada em regime de cooperação entre a Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, o Instituto Superior Técnico e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), apresenta o trabalho experimental para estudo da rotura por galgamento de barragens de aterro homogéneas, realizado no canal de rotura de aterros existente nas instalações do Departamento de Hidráulica e Ambiente do LNEC.

Os dados dos ensaios realizados e as respetivas análises efetuadas permitiram estimar o caudal efluente da brecha de rotura, de forma direta (velocidade da superfície livre e área instantânea da brecha) e indireta (curva de vazão do descarregador e balanço de massa da albufeira), assim como verificar a evolução morfológica da brecha ao longo dos ensaios de rotura, efetuados em barragens de aterro com graus de compactação e forma inicial da brecha distintos.

O grau de compactação dos aterros mostrou ter uma influência predominante no tempo de rotura, volume de água descarregado da albufeira entre o início e o pico do hidrograma efluente, bem como na própria magnitude do pico de caudal efluente. A variação da energia de compactação, efetuada durante a construção das barragens de aterro, também mostrou ter influência na magnitude dos desabamentos ocorridos durante o processo de rotura, sendo que se pôde constatar a interdependência entre a dimensão dos desabamentos de material da barragem e a magnitude do pico de caudal efluente. Por outro lado, a geometria inicial da brecha, mostrou não ter qualquer influência na sua forma final.

Palavras chave: Barragem de aterro; Brecha; Caudal efluente; Hidrograma efluente; Rotura.

Índice

Índice de Figuras	I
Índice de Quadros.....	XI
Símbolos utilizados	XIII
1. Introdução.....	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivo e metodologia da tese	4
1.3 Estrutura da dissertação.....	5
2. Enquadramento teórico.....	7
2.1 Considerações iniciais	7
2.2 Tipos de barragens.....	7
2.2.1 Consideração inicial	7
2.2.2 Barragens de aterro.....	7
2.2.3 Barragem de gravidade.....	8
2.2.4 Barragem de betão em arco	9
2.2.5 Barragens tipo arco com contrafortes.....	10
2.2.6 Barragem de arcos múltiplos	11
2.3 Tipos de acidentes em barragens.....	12
2.3.1 Galgamento	12
2.3.2 Pipping.....	13
2.3.1 Erosão interna.....	14
2.3.2 Deslizamento	16
2.3.1 Derrubamento	16
2.3.2 Sobrecarga	16
2.3.3 Rotura por esvaziamento rápido.....	17
2.3.4 Associação de acidentes a diferentes tipos de barragens.....	17
2.4 Modelação da brecha de rotura e do caudal efluente.....	17
2.4.1 Tipo de modelos existentes	17
2.4.2 Hidráulica e morfologia da rotura	20
2.4.3 Processo erosivo da rotura por galgamento.....	21
2.4.4 Comportamento hidráulico da albufera	23
3. Instalação experimental.....	25
3.1 Nota prévia	25
3.2 Características gerais da instalação experimental	25

3.2.1	Descrição da instalação	25
3.2.2	Sistema de alimentação de água a montante	26
3.2.3	Descarregadores laterais a montante do aterro	27
3.2.4	Descarregador a jusante do aterro	28
3.2.5	Bacia de retenção a jusante.....	29
3.3	Características dos aterros	30
3.3.1	Considerações iniciais	30
3.3.2	Características do material do aterro	30
3.3.3	Compactação do solo.....	32
3.4	Equipamento e software de medição e aquisição	34
3.4.1	Introdução.....	34
3.4.2	Sistema de estimativa indireta do caudal efluente (1º e 2º ensaios)	34
3.4.2.1	Caudalímetro	34
3.4.2.2	Sondas de nível acústicas	35
3.4.2.3	Sondas de nível resistivas	36
3.4.2.4	Limnímetros (indicador de perfil pv-09).....	37
3.4.2.5	Sistema de aquisição de dados Spider8	38
3.4.2.6	Interface CatmanEasy.....	39
3.4.3	Sistema de estimativa direta do caudal efluente (2º ensaio)	40
3.4.3.1	Câmara de alta velocidade (photonfocus)	40
3.4.3.2	Câmara de alta velocidade (M3).....	41
3.4.3.3	Software MotionStudio	43
3.4.3.4	Software Streampix	44
3.4.3.5	Software LSPIV	46
3.4.3.6	Definição da área de rotura.....	47
3.4.3.7	Dispensador de esferas de poliestireno expandido e flutuador.....	48
3.4.3.8	Laser Quantum finesse	50
3.4.3.9	Câmara digital de video (Sony DCR – SX53E)	52
4.	Ensaio experimentais	55
4.1	Processo construtivo dos aterros experimentais	55
4.2	Procedimentos experimentais antes da realização do ensaio (1ª Fase).....	57
4.2.1	Preparação do ensaio	57
4.2.2	Alimentação da albufeira.....	57
4.2.3	Calibração das sondas acústicas	58
4.2.4	Calibração das sondas resistivas.....	58
4.2.5	Calibração dos limnímetros.....	60

4.2.6	Calibração da câmara de montante.....	61
4.2.7	Calibração da câmara do coroamento.....	62
4.2.8	Preparação do laser.....	63
4.3	Procedimentos experimentais durante realização dos ensaios (2ª Fase)	64
4.3.1	Sinalização dos momentos do ensaio	64
4.3.2	Controlo do laser	66
4.3.3	Controlo do caudal afluente.....	67
5.	Discussão dos resultados experimentais.....	69
5.1	Introdução.....	69
5.2	Primeiro ensaio.....	69
5.2.1	Estimativa do caudal efluente.....	69
5.2.1.1	Estimativa indireta (descarregador de jusante).....	69
5.2.1.2	Estimativa indireta (balanço de massa da albufeira)	71
5.2.1.3	Comparação das estimativas indiretas do caudal efluente.....	72
5.2.2	Evolução morfológica da rotura	73
5.2.3	Relação entre a evolução da rotura e o caudal efluente da brecha	78
5.3	Segundo ensaio.....	80
5.3.1	Estimativa do caudal efluente.....	80
5.3.1.1	Estimativa indireta (descarregador de jusante).....	80
5.3.1.2	Estimativa indireta (balanço de massa da albufeira)	81
5.3.1.3	Comparação das estimativas indiretas	83
5.3.1.4	Estimativa direta (zona da brecha)	84
5.3.2	Evolução morfológica da rotura	86
5.3.3	Relação entre a evolução da rotura e o caudal efluente da brecha	92
5.4	Comparação entre os hidrogramas efluentes (primeiro e segundo ensaios).....	94
6.	Conclusões	95
	Referências	97
	Anexo A (figuras não utilizadas na tese).....	i
	Anexo B (ensaios complementares)	iii

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Exemplo da estrutura de uma barragem de aterro.....	7
Figura 2.2 – Representação das forças aplicadas nas barragens de aterro. (A.Atallah 2002).	8
Figura 2.3 - Representação das forças aplicadas numa barragem de gravidade. (A.Atallah 2002).	9
Figura 2.4 - Representação de uma barragem de gravidade num vale irregular. Adaptado de (A.Atallah 2002).....	9
Figura 2.5 – Barragem em arco de Hoover, Black Canion, Rio Colorado, E.U.A. (Region 2008).....	10
Figura 2.6 - Representação das forças aplicadas numa barragem de betão em arco. (A.Atallah 2002).10	
Figura 2.7 - Representação das forças aplicadas nas barragens com contrafortes. (A.Atallah 2002). ..	10
Figura 2.8 – Representação, em vários planos, de uma barragem com contrafortes. Adaptado de (A.Atallah 2002).....	11
Figura 2.9 - Representação, em vários planos, de uma barragem com múltiplos arcos. Adaptado de (A.Atallah 2002).....	11
Figura 2.10 – Imagem de uma barragem de aterro galgada, situada no rio Missouri, estado do Kansas, EUA. (Farmland 2011).....	12
Figura 2.11 – Evolução de uma brecha provocada por galgamento. i) brecha inicial; ii) brecha intermédia em V; iii) momento final com erosão lateral. Adaptado de (Johnson e P. 1976).....	13
Figura 2.12 – Representação da evolução de uma falha por pipping. (Gregoretti, Maltauro e Lanzoni 2010).....	14
Figura 2.13 – Evolução de uma brecha provocada por pipping. (a) brecha inicial; (b) brecha intermédia em V; (c) momento final com erosão lateral. Adaptado de (Johnson e P. 1976).	14
Figura 2.14 – Esquema representativo das infiltrações internas em barragens de aterro com núcleo saturado. (Voesaert, et al. s.d.).	14
Figura 2.15 – Representação de um filtro numa barragem de aterro. Adaptado de (A.Atallah 2002)..	15
Figura 2.16 – Ilustração do processo de retenção das partículas mais finas do núcleo pelo filtro. Adaptado de (A.Atallah 2002).	15
Figura 2.17 - Representação das forças exercidas sobre uma barragem de betão. (Filho e da Gama 2003).....	16
Figura 2.18 - Parâmetros característicos de uma brecha (abertura, profundidade e inclinação dos taludes). Adaptado de (T. L. Wahl 1998).....	20
Figura 2.19 - Representação lateral da evolução de uma brecha numa barragem de aterro. a) Fase inicial; b) Fase final (Powledge, et al. 1989).....	21
Figura 2.20 - Representação lateral das zonas de regime de escoamento e erosão, num acidente por galgamento numa barragem de aterro. Adaptado de (Powledge, et al. 1989).	22
Figura 3.1 – Instalação experimental. (A) albufeira; (B) albufeira, e bacia de jusante; (C) vista geral da instalação.	26

Figura 3.2 - Principais componentes da sala de bombagem do pavilhão de ensaios. (A) controladores de potência das bombas; (B) controlo de alimentação das bombas; (C) condutas de alimentação do reservatório superior.....	26
Figura 3.3 – Fornecimento de água à albufeira a montante do aterro: (A) Caudalímetro; (B) Sonda do caudalímetro; (C) Válvula de controlo; (D) Câmara de tranquilização.....	27
Figura 3.4 – Descarregador retangular colocado a montante do aterro. (A) Vista geral; (B) Vista aproximada da crista do descarregador.	27
Figura 3.5 - Curva de vazão do descarregador retangular esquerdo.	28
Figura 3.6 – Curva de vazão do descarregador retangular direito.....	28
Figura 3.7 – Descarregador a jusante do aterro. (A) Vista geral de montante para jusante; (B) Vista da crista.	29
Figura 3.8 – Curva de vazão do descarregador de a jusante do aterro.	29
Figura 3.9 – Curva granulométrica do solo utilizado nos aterros experimentais.	30
Figura 3.10 – Curvas de compactação dos diferentes testes Proctor realizados a 23/10/2012 e 04/02/2013.....	32
Figura 3.11 – Posição relativa às faixas de compactação, de cada uma das amostras retiradas para a definição da energia de compactação experimental ideal. Amostras1 e 2 (faixa de quatro pancadas), Amostras 3 e 4 (faixa de oito pancadas); Amostras 5 e 6 (faixa de doze pancadas).	33
Figura 3.12 – Gráfico referente ao número de pancadas dado (quatro, oito e doze) em três faixas distintas relativamente à curva de compactação do ensaio Proctor.....	33
Figura 3.13 – Planta da instalação experimental com a indicação da posição da instrumentação de medição utilizada nos diferentes ensaios.....	34
Figura 3.14 – Gráfico relativo à relação entre o caudal medido pelo caudalímetro e o caudal efetivo.	35
Figura 3.15 – Gráfico da curva de calibração do caudalímetro para a interface de software CatmanEasy e hardware Spider8.....	35
Figura 3.16 – Sondas de nível acústicas UNDK 30 (Baumer 2013).	36
Figura 3.17 – Fotografia de uma das sondas de nível resistivas, desenhadas e produzidas no Centro de Instrumentação Científica do LNEC.	37
Figura 3.18 – Limnímetros utilizados na medição dos níveis da superfície livre da albufeira. (A) limnímetro e caixa de transferência de sinal; (B) limnímetro colocado na posição de medição (à esquerda do canal, segundo o sentido do escoamento).	38
Figura 3.19 – Sistema spider8. Interface indicadora de recepção de sinal do Spider8; (B) ligações entre o hardware Spider8 e a caixa transformadora do sinal das sondas.....	39
Figura 3.20 – Imagem do painel principal do software Catman easy, utilizado para aquisição e controlo dos dados captados pelas sondas. Exemplo de configuração de sondas.	39
Figura 3.21 – Câmara fotográfica de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (A) fotografia da face de captação de imagem; (B) fotografia da face de conexão e transferência de dados.	40

Figura 3.22 – Câmara fotográfica de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (A) aspeto da sua colocação a montante da barragem de aterro; (B) objectiva (25mm 1:1.4) incorporada à câmara de alta velocidade utilizada na observação da evolução da rotura.....	41
Figura 3.23 – Câmara fotográfica de alta velocidade (IDT M3). (A) fotografia da face de captação de imagem; (B) fotografia da face de conexão e transferência de dados.	41
Figura 3.24 – Câmara de alta velocidade (IDT M3) utilizada para a captação de imagens no coroamento durante o segundo ensaio. A) Aspecto geral; (B) objectiva (Nikon Sigma 24-70mm 1:2.8) acoplada à câmara.	42
Figura 3.25 – Painel de selecção das câmaras específicas do software MotionStudio.....	43
Figura 3.26 – Exemplo das características de gravação e dos ficheiros de leitura da gravação de cada pasta do software MotionStudio.....	44
Figura 3.27 – Exemplo das características da aquisição de dados necessários para o correto tratamento de dados do software MotionStudio.....	44
Figura 3.28 - Painel de selecção das câmaras específicas do software Streampix. A janela <i>Find a compatible conf .file</i> mostra alguns dos ficheiros de configuração da câmaras possíveis de exportar da framegraber ligada à câmara de montante, entre as quais o ficheiro de configuração photonfocus.ccf.	45
Figura 3.29 – Características de gravação necessárias para a visualização do tempo de ensaio e formato das imagens (fotografias captadas pela câmara photonfocus).	45
Figura 3.30 – Opções necessárias para a gravação de um frame por segundo e definição do espaço de memória temporário.	46
Figura 3.31 – Imagens capturadas pela câmara de alta velocidade IDT M3 42 minutos e 28 segundos após o início do ensaio. As imagens (A) e (B) correspondem aos instantes 0,013(3)s e 0,02s, respetivamente.....	46
Figura 3.32 – As imagens (A) e (B) correspondem às imagens (A) e (B) da Figura 3.31 após o tratamento de imagens LSPIV.....	47
Figura 3.33 – Fotografias trabalhadas em AutoCAD para a definição da área da brecha. (A) fotografia captada pela câmara M3 com vetores de velocidade calculados pelo LSPIV; (B) fotografia captada pela câmara Photonfocus.....	48
Figura 3.34 – Componentes do sistema dispensador de poliestireno expandido. (A) fotografia das estruturas do canal próximas do aterro, com ênfase em alguns dos componentes dos dispensadores (descritos na legenda); (B) imagem com a representação, a vermelho, dos dispensadores (AutoCAD); (C) imagem com representação, a verde, dos motores com hélice excêntrica acoplados aos dispensadores (AutoCAD).	49
Figura 3.35 – Fotografias representativas da estrutura dimensão e função do flutuador. (A) representação da dimensão entre régua e estruturas de flutuação (assinaladas a vermelho); (B) imagem do flutuador no decorrer do ensaio.....	50

Figura 3.36 – Sistema de iluminação com laser de alta potência. (A) caixa de emissão do laser de alta potência; (B) caixa de controlo do laser; (C) placa de refrigeração do laser; (D) prisma de abertura do feixe de laser.....	51
Figura 3.37 – Esquema indicativo dos componentes do sistema de refrigeração do laser	51
Figura 3.38 – Câmara Sony DCR – SX53E. (A) Aspeto da sua colocação na zona do coroamento durante o primeiro ensaio experimental; (B) aspeto da sua colocação a jusante da barragem de aterro durante o segundo ensaio experimental.....	52
Figura 4.1 – Estado de construção intermédio do aterro. Linha vermelha – limite da superfície do coroamento e do paramento de jusante no final da construção. Linhas verdes – nível das camadas após a compactação da quarta camada.	55
Figura 4.2 – Primeiro aterro experimental ensaiado. (A) paramento de montante; (B) paramento de jusante com representação de quadrícula de 10x10cm e do canal piloto no coroamento (brecha).	56
Figura 4.3 – Primeiro aterro experimental ensaiado. Dimensões. (A) vista lateral - $h_{\text{barragem}} = 0,48 \text{ m}$, $L_{\text{coroamento}} = 0,17 \text{ m}$, inclinação dos taludes: $i_{\text{jusante}} = 1:2,5$ e $i_{\text{montante}} = 1:3$; (B) vista em planta.....	56
Figura 4.4 – Segundo aterro experimental ensaiado. (A) fotografia do aterro experimental com vista de montante; (B) fotografia tirada a jusante da barragem evidenciando as quadriculas de 10cm por 10cm e com aproximação da zona fragilizada no coroamento (canal piloto).	56
Figura 4.5 – Segundo aterro experimental ensaiado. Dimensões. (A) vista lateral - $h_{\text{barragem}} = 0,46 \text{ m}$, $L_{\text{coroamento}} = 0,1 \text{ m}$, inclinação dos taludes: $i_{\text{jusante}} = 1:2,6$ e $i_{\text{montante}} = 1:2$; (B) vista em planta.	57
Figura 4.6 – Sondas de nível acústicas. Processo de calibração. (A) definição da distância à sonda correspondente a 0 V (10 cm); (B) definição da distância à sonda correspondente a 10 V (60 cm)....	58
Figura 4.7 – Calibração das sondas resistivas. (A) sonda colocada a jusante do canal experimental; (B) sonda colocada junto ao descarregador lateral direito (segundo o sentido do escoamento).	59
Figura 4.8 – Painel de controlo da aquisição de dados das sondas de nível (CatmanEasy).	59
Figura 4.9 - Curva de calibração da sonda resistiva colocada na bacia de retenção, a jusante da barragem de aterro.....	60
Figura 4.10 – Fotografias indicadoras do processo de calibração. (A) controlo do nível da albufeira por parte do operador; (B) instrumentos de medição e auxílio à calibração.....	61
Figura 4.11 – Curva de calibração do limnómetro colocado junto à parede lateral direita da instalação experimental.	61
Figura 4.12 – Calibração da câmara Photonfocus. (A) fotografia trabalhada em AutoCAD onde foram medidas as áreas da placa emersa (verde) e submersa (vermelho); (B) fotografia da placa de calibração a quinze centímetros do coroamento.	62
Figura 4.13 – Dimensões da placa utilizada para estimar a evolução da brecha.....	62
Figura 4.14 – Imagem de calibração da câmara colocada no coroamento.	63
Figura 4.15 – Fotografia da instrumentação e estruturas do canal, junto do aterro, com especial destaque (segundo a setas) para os holofotes de iluminação indireta.....	63

Figura 4.16 – Procedimento de preparação do laser. (A) ajuste da distribuição homogeneizada, do feixe de laser, por todo o coroamento; (B) posicionamento do feixe de laser, paralelo às linhas horizontais do coroamento.	64
Figura 4.17 – Fotografias da marcação do início do ensaio. (A) fotografia tirada a jusante pela câmara móvel; (B) fotografia tirada na zona do coroamento pela câmara IDT M3; (C) fotografia tirada a montante pela câmara photonfocus; (D) imagem do video captado a jusante pela câmara Sony DCR – SX53R.	65
Figura 4.18 – Exemplo de sinalização intermédia, correspondente ao tempo de ensaio (30m:02s).	65
Figura 4.19 – Momento físico, da rotura da barragem de aterro, que marca o final do ensaio experimental.	65
Figura 4.20 – Imagens do processo de controlo do laser. (A) interação, controlada pelo operador, entre a posição do laser e as imagens pretendidas (visualizadas no monitor evidenciado a amarelo); (B) movimento do laser; (C) e (D) exemplo de imagens utilizadas pelo operador para posicionar o feixe de laser na zona pretendida.	66
Figura 4.21 – Exemplo de fotografias das posições de repouso do carrinho de suporte do laser. (A) Posição inicial do ensaio; (B) segunda posição de repouso (após o primeiro movimento).	66
Figura 4.22 – Imagens exemplificativas do controlo do nível da albufeira. (A) imagem do nível ideal da cota da albufeira junto do coroamento (a linha amarela a tracejado mostra a fronteira entre a água e o coroamento); (B) imagem da perspetiva de jusante para a cota ideal da albufeira; (C) imagem da perspetiva de jusante de uma cota excessiva da albufeira.	67
Figura 5.1 – Primeiro ensaio. Gráfico dos níveis de água registados pelas sondas. (Linha vermelha) nível de água na albufeira; (Linha azul) carga hidráulica sobre a crista do descarregador da bacia de retenção.	69
Figura 5.2 – Primeiro ensaio. Gráfico dos caudais afluente e efluente à albufeira. (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linha azul) caudal efluente da rotura (obtido por estimativa indireta).....	70
Figura 5.3 – Primeiro ensaio. Gráfico aproximado dos caudais efluente e afluente. (Linha azul) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (dados de caudal obtidos por registo direto no caudalímetro).....	70
Figura 5.4 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo das áreas de influência das sondas de nível colocadas a montante da barragem (polígonos de voronoi). O ponto (0,0) corresponde ao centro do coroamento.	71
Figura 5.5 – Primeiro ensaio. Áreas de influência efetivas de cada sonda. As sondas representadas a preto correspondem às sondas acústicas e as sondas representadas a azul correspondem às sondas resistivas. As linhas com as cores, preto e azul, dizem respeito ao limite das áreas de influência de cada sonda (fazendo-se corresponder a cor).....	71

Figura 5.6 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente, medido pelo caudalímetro, e do caudal efluente estimado, indiretamente, a partir do balanço de massa na albufeira criada pela barragem de aterro.....	72
Figura 5.7 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente e dos caudais efluentes. (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).....	73
Figura 5.8 – Primeiro ensaio. (A) imagem, a jusante da barragem, captada no instante inicial da rotura; (B) imagem do coroamento da barragem, vista em planta, captada no instante inicial da rotura.	74
Figura 5.9 – Primeiro ensaio. (A) imagem a jusante da barragem durante a formação dos primeiros socavos; (B) coroamento da barragem, visto em planta, ilustrativo do aumento da velocidade na zona da brecha.	74
Figura 5.10 – Primeiro ensaio. (A) imagem representativa da progressão erosiva da água sobre o paramento de jusante; (B) coroamento da barragem, visto em planta, com modificações na forma inicial da brecha.	75
Figura 5.11 – Primeiro ensaios. (A) imagem do paramento de jusante da barragem, com ilustração da queda de uma porção de coroamento; (B) coroamento da barragem, visto em planta, no instante em que ocorre a primeira queda de material do coroamento.	75
Figura 5.12 – Primeiro ensaio. (A) ilustração da queda de uma porção do paramento de jusante; (B) vista em planta do material do paramento de jusante e da ligeira erosão, a montante, das paredes da brecha; (C) ilustração da queda de grande parte do coroamento da margem esquerda (no sentido do escoamento); (D) vista em planta do coroamento para o mesmo instante de (C).	76
Figura 5.13 – Primeiro ensaio. (A) paramento de jusante da barragem; ilustra da queda de material do coroamento da margem direita da brecha (no sentido do escoamento); (B) imagem do coroamento no momento referido em (A).....	77
Figura 5.14 – Primeiro ensaios. (A) e (B) imagens do instante final do ensaio.	77
Figura 5.15 – Primeiro ensaio. Gráfico dos caudais efluente (estimados) e afluente, com a representação física da brecha nos momentos principais.	79
Figura 5.16 - Segundo ensaio. Gráfico dos níveis de água registados pelas sondas. (Linha vermelha) nível de água na albufeira; (Linha azul) carga hidráulica sobre a crista do descarregador da bacia de retenção.	80
Figura 5.17 - Segundo ensaio. Gráfico dos caudais afluente e efluente à albufeira. (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linha azul) caudal efluente da rotura (obtido por estimativa indireta).....	80
Figura 5.18 - Segundo ensaio. Gráfico aproximado dos caudais efluente e afluente. (Linha azul) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de	

sedimentos); (Linha vermelha) caudal afluyente à albufeira (dados de caudal obtidos por registo direto no caudalímetro).....	81
Figura 5.19 – Segundo ensaio. Gráfico representativo das áreas de influência das sondas de nível colocadas a montante da barragem (polígonos de voronoi). O ponto (0,0) corresponde ao centro do coroamento.	82
Figura 5.20 - Segundo ensaio. Áreas de influência efetivas de cada sonda. As sondas representadas a verde correspondem aos limnómetros e as sondas representadas a azul correspondem às sondas resistivas. As linhas com as cores, verde e azul, dizem respeito ao limite das áreas de influência de cada sonda (fazendo-se corresponder a cor).....	82
Figura 5.21 – Segundo ensaio. Gráfico representativo do caudal afluyente, medido pelo caudalímetro, e do caudal efluente estimado, indiretamente, a partir do balanço de massa na albufeira criada pela barragem de aterro.	83
Figura 5.22 – Segundo ensaio. Gráfico representativo do caudal afluyente e dos caudais efluentes. (Linha vermelha) caudal afluyente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).....	84
Figura 5.23 – Segundo ensaio. Gráfico correspondente à velocidade da superfície livre e da área de abertura radial da brecha. (Linha azul) área da brecha, estimada nos instantes temporais referidos no Quadro 5.2; (Linha verde) Velocidade da superfície livre, estimada nos instantes temporais referido no Quadro 5.2.	85
Figura 5.24 – Segundo ensaio. Gráfico de comparação entre os caudais estimados direta e indiretamente. (Linha amarela) caudal efluente (estimado diretamente por recurso à velocidade da superfície livre e à área radial da brecha); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).....	86
Figura 5.25 – Segundo ensaio. (A) imagem, a jusante da barragem, captada no instante inicial da rotura; (B) imagem do coroamento da barragem, vista de montante, captada no instante inicial da rotura.	87
Figura 5.26 – Segundo ensaio. (A) imagem captada a jusante da barragem durante a formação de pequenos socacos; (B) imagem do coroamento, vista de montante, referente ao mesmo instante de (A).	87
Figura 5.27 – Segundo ensaio. (A) Imagem captada a jusante da barragem no momento em que se observam socacos de dimensões consideráveis; (B) Imagem, vista de montante, com observação da primeira abertura da brecha.	88
Figura 5.28 – Segundo ensaio. (A) imagem captada a jusante da queda de material do coroamento da margem esquerda da brecha, segundo o sentido do escoamento; (B) Imagem captada a montante do mesmo instante reportado em (A).	88

Figura 5.29 – Sendo ensaio. (A) Imagem do paramento de jusante com observação da formação de um socalco de grandes dimensões. (B) Imagem do coroamento, vista de a montante, onde se observa uma abertura da brecha cerca de vinte vezes superior à inicial.....	89
Figura 5.30 – Segundo ensaio. (A) imagem captada ajudante referente à queda do socalco e do paramento de jusante; (B) imagem do coroamento, captada a montante, correspondente ao instante descrito em (A).....	89
Figura 5.31 – Segundo ensaio. (A) imagem de jusante, captada no momento da queda de uma grande porção do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento);(B) Imagem, captada a montante da barragem, referente à queda do coroamento no mesmo instante de (A).....	90
Figura 5.32 – Segundo ensaio. (A) imagem de jusante, referente à queda de uma porção do paramento; (B) Imagem, captada a montante, onde se observa o <i>splash</i> provocado pela queda do paramento de jusante.....	90
Figura 5.33 – Segundo ensaio. (A) Imagem, captada a jusante da barragem, no momento da queda do coroamento da margem esquerda da brecha (sentido do escoamento); (B) imagem, vista de montante, onde se detecta a queda do material do coroamento descrito em (A).	90
Figura 5.34 – Segundo ensaio. (A) imagem da barragem, vista de jusante, ilustrativa da queda de material do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento); (B) Imagem do coroamento, vista de montante, referente ao instante descrito em (A).....	91
Figura 5.35 – Segundo ensaio. Imagem vista de jusante da queda total do coroamento, marcando o fim do ensaio experimental.....	91
Figura 5.36 - Gráfico dos caudais efluente (estimados direta e indiretamente) e afluyente, com a representação física da brecha nos momentos principais	93
Figura 5.37 – Estimativas do hidrograma efluente do primeiro ensaio de rotura.....	94
Figura 5.38 – Estimativas do hidrograma efluente do segundo ensaio de rotura.	94
Figura A 1 - Esquemas em planta e vista lateral (A-A) da estrutura do canal de ensaio (AutoCAD).	i
Figura A 2 - Exemplos de estimativa da secção parabólica da brecha. (A) Delimitação da secção parabólica da brecha aos 3328 segundos do ensaio de rotura; (B) Delimitação da secção parabólica da brecha aos 3795 segundos do ensaio de rotura.....	ii
Figura A 3 - Gráfico referente às estimativas do caudal efluente obtido através da secção transversal da brecha (vermelho) e da secção parabólica da brecha (amarelo).	ii
Figura B 1 – Fotografia do descarregador colocado na zona do canal pertencente à barragem de aterro.	iii
Figura B 2 – Imagens captadas pela câmara de video de alta resolução. (A) imagem de montante; (B) imagem de jusante.	iii

Figura B 3 – Imagens correspondentes à câmara fotográfica de alta velocidade utilizada para a captação de imagens da evolução da rotura da brecha, durante os ensaios de rotura. (A) Imagem de jusante; (B) imagem de montante.....	iv
Figura B 4 – Curva de vazão do descarregador da Figura B 1.....	iv
Figura B 5 – Perfil de velocidade medido pela sonda UVP. Distância de 0,5m ao descarregador e caudal de 0,08m ³ /s.....	v
Figura B 6 – Ensaio de vazão do descarregador colocado na extremidade da bacia de retenção (primeiro ensaio). As cotas registadas pela sonda resistiva estão representadas pela linha azul e o caudal medido pelo caudalímetro está representado pela linha vermelha.....	v
Figura B 7 – Curva de vazão do descarregador colocado a jusante da bacia de retenção, durante o primeiro ensaio experimental.....	vi
Figura B 8 - Ensaio de vazão do descarregador colocado na extremidade da bacia de retenção (segundo ensaio). As cotas registadas pela sonda resistiva estão representadas pela linha azul e o caudal medido pelo caudalímetro está representado pela linha vermelha.....	vi

Índice de Quadros

Quadro 1.1 – Danos materiais e perda de vidas humanas resultantes de acidentes em barragens. (T. L. Wahl 1998), (Vilovic, et al. 1996), (Kanji 2004), (Damron, et al. 2010), (Iruoghene 2007).	2
Quadro 1.2 – Acidentes em barragens de aterro. (T. L. Wahl 1998), (Altinakar, et al. 2010), (Diário de Notícias 2005), (Chanson 2004a), (Schnitter 1994), (Lees e Thomson 1997), (Castro e Ward 1996), (Marsudiantoro, et al. 2009), (Banvolgyi 2010), (Harder, et al. 2011).	3
Quadro 2.1 – Tipos de rotura registados em diferentes tipos de barragens (A.Atallah 2002).	17
Quadro 2.2 – Resumo do tipo de investigação feita na rotura de aterros nos últimos doze anos.	19
Quadro 3.1 – Valores da curva granulométrica.	31
Quadro 3.2 – Ensaio Proctor (E197-1966 LNEC).	31
Quadro 3.3 – Valores das curvas de compactação de 23/10/2012 e 04/02/2013.	31
Quadro 3.4 – Resultados dos ensaios Proctor.	32
Quadro 3.5 – Resultados do ensaio de compactação experimental.	34
Quadro 3.6 – Principais características das sondas de nível acústicas UNDK 30 (Baumer 2013).	36
Quadro 3.7 – Características das sondas de nível resistivas.	37
Quadro 3.8 – Principais características dos limnómetros indicadores de perfil pv-09 (hydraulics 1994).	38
Quadro 3.9 – Principais características da câmara de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (photofocus s.d.).	40
Quadro 3.10 – Principais características da câmara de alta velocidade M3. (IDT 2013).	42
Quadro 3.11 – Principais características do laser Quantum finesse, utilizado para o auxílio da estimativa da evolução da área da brecha (segundo ensaio).	52
Quadro 3.12 – Principais características da câmara Sony DCR – SX53E	53
Quadro 4.1 - Exemplo de calibração das sondas acústicas. (sondas calibradas no dia 23/10/2012).	58
Quadro 5.1 – Correspondência temporal dos eventos registados da Figura 5.8 à Figura 5.14 com descrição sumária do estado de rotura da barragem nos respetivos instantes.	77
Quadro 5.2 – Velocidades e áreas estimadas ao longo do tempo, corresponderes aos dados da Figura 5.23.	85
Quadro 5.3 - Correspondência temporal dos eventos registados da Figura 5.25 à Figura 5.35 com descrição sumária do estado de rotura da barragem nos respetivos instantes.	91

Símbolos utilizados

H_M	- Força hidrostática a montante [MLT^{-2}]
H_j	- Força hidrostática a jusante [MLT^{-2}]
P	- Peso da barragem [M]
U	- Força de ascensão [MLT^{-2}]
Q	- Caudal na brecha [L^3T^{-1}]
H	- Profundidade do fluxo de água que passa na brecha [L]
b	- Largura, instantânea, da brecha [L]
g	- Força da gravidade [LT^{-2}]
y	- Superfície livre
B	- Largura da soleira [L]
q	- Caudal lido pelo caudalímetro [L^3T^{-1}]
q_0	- Caudal real ou de referência [L^3T^{-1}]
X	- Posição de uma partícula [L^{-1}]
τ	- Espaço de tempo entre o sinal emitido e a receção do eco [T]
c	- Velocidade de propagação do som num líquido [LT^{-1}]
V	- Velocidade das partículas num líquido [LT^{-1}]
f_D	- Desvio de frequência [T^{-1}]
f_0	- Frequência ultra sónica [T^{-1}]
q_s	- Sedimentos transportados
τ	- Stress de cisalhamento
τ_c	- Stress crítico de cisalhamento
K	- Constante referente à calibragem dos grãos, pressão crítica de cisalhamento e distribuição de velocidade
τ_s	- Stress de cisalhamento capaz de iniciar o transporte de sedimentos
d_{50}	- Diâmetro médio dos sedimentos [L]
γ'	- Peso específico dos sedimentos submersos [ML^{-3}]
γ	- Peso específico da água [ML^{-3}]
γ_d	- Peso específico do material do aterro [$MT^{-2}L^{-2}$]
w	- Percentagem de água
S_f	- Grau de energia
R	- Raio hidráulico [L]
k_s	- Rugosidade total [L]
k_r	- Rugosidade dos grãos [L]
a	- Ponto de menor de uma amplitude
b	- Ponto maior de uma amplitude
S	- Volume armazenado na albufeira [L^3]

I - Precipitação efetiva [L^3]

Q_e - Caudal de escorrência [L^3]

1. Introdução

1.1 Considerações iniciais

A tendência global do crescimento populacional tem sido, até ao presente, exponencial. Nos últimos 45 anos, a economia global, praticamente quintuplicou. Neste contexto, a procura energética tem acompanhado este crescimento, verificando-se padrões de conforto e bem-estar mais exigentes. Como consequência direta, verifica-se um consumo de combustíveis fósseis quatro vezes superior. Como é do conhecimento geral, este tipo de recurso é escasso e, a médio prazo, está em vias de extinção. Assim, presentemente, os países mais industrializados lutam para manter e expandir os níveis de produtividade, de consumo e de estilo de vida, às custas da exploração de recursos naturais, apropriação e substituição de matérias primas, e, inevitavelmente, acabam por contribuir para uma forte degradação do meio ambiente. Conscientes da escassez de recursos naturais/matérias-primas para manter os padrões de consumo atuais dos países desenvolvidos, os Governos dos países desenvolvidos tendem a orientar a comunidade empresarial, assim como a científica, para o desenvolvimento, transferência e adoção de tecnologias limpas, ou seja, para reduzir drasticamente o uso de recursos naturais. Paralelamente verifica-se também um incentivo ao aumento do potencial das tecnologias já utilizadas e cujas matérias-primas são abundantemente disponíveis assim como um incentivo ao uso de fontes de energia renováveis. Assim, os Governos atuais estão tendencialmente, cada vez mais conscientes da necessidade da implementação de políticas públicas integradas pautadas por uma sustentabilidade social, ambiental e económica, ou seja, apostam na importância de um consumo sustentável, que permita atender as necessidades das gerações presentes e futuras com bens e serviços de forma económica, social e ambientalmente sustentável.

Uma das formas de armazenar e transformar energia, mais utilizada ao longo dos tempos, é feita através de barragens, o que se pode compreender facilmente quando nos lembramos que a matéria-prima, nelas, aprisionada é abundante e a sua disponibilidade, apesar de variável é ininterrupta. Assim pela capacidade de armazenar e transformar grandes quantidades de energia e pelas grandes vantagens agrícolas e turísticas das albufeiras, as barragens são uma boa solução gerar energia, mantendo um crescimento e desenvolvimento sustentáveis.

Embora a experiência no dimensionamento e construção de barragens seja presentemente muito vasta, o risco de rotura destas estruturas não é nulo, devendo sempre ser considerado e, tanto quanto possível, quantificado, de forma a mitigar os potenciais efeitos negativos no vale a jusante da barragem. Ainda que a probabilidade de ocorrência de um acidente com consequências catastróficas, devido a cheias induzidas pela rotura de uma barragem, seja reduzida, existem exemplos por todo o mundo, de acidentes cujos prejuízos materiais e perdas de vidas humanas são bastante relevantes (observe-se o Quadro 1.1) onde se apresentam alguns exemplos deste tipo de acidentes.

A gravidade de um episódio de rotura numa barragem é variável e dependente de vários fatores, descritos no subcapítulo 2.3, mas o motivo pelo qual se dá uma rotura também não é sempre o mesmo e normalmente, não se deve apenas a uma causa (Quadro 1.2)

A variabilidade dos danos materiais registados em roturas de barragens é bastante acentuada. No entanto, segundo (Costa 1985), 60 % das cerca de 11000 vidas humanas perdidas em acidentes registados em todo o mundo, ocorreram em apenas três dos acidentes ocorridos: Barragens de Vaiont (Itália, 1963), de Jonhtown Dam (Pennsylvania, 1889) e de Machhu II (Índia, 1974). O facto de se ter verificado um tão grande número de mortos nestes três acidentes em particular, é devida, provavelmente, a fatores de controlo e de prevenção do risco desadequados, nomeadamente, o não alertar as populações residentes na zona inundada do vale a jusante da barragem. Como é referido em (Costa 1985) nenhum dos acidentes referidos anteriormente teve como medida imediata de minimização dos danos, o aviso das populações residentes na área de risco. Assim, a melhor forma de prevenir este tipo de catástrofes e de mitigar os danos no vale a jusante é o melhoramento da eficácia dos procedimentos de alerta das populações residentes na área de risco, assim como o controlo da segurança estrutural da própria barragem através de meios de inspeção periódicos.

Quadro 1.1 – Danos materiais e perda de vidas humanas resultantes de acidentes em barragens. (T. L. Wahl 1998), (Vilovic, et al. 1996), (Kanji 2004), (Damron, et al. 2010), (Iruoghene 2007).

País	Nome	Data do Acidente	Altura da Barragem (m)	Perda de Vidas Humanas	Prejuízo (milhões de \$ americanos)	País	Nome	Data do Acidente	Altura da Barragem (m)	Perda de Vidas Humanas	Prejuízo (milhões de \$ americanos)
Japão	Iruka	1868	-	1200	-	Bulgária	Vratsa	1966	-	600	-
EUA	Lynde Brook	1876	-	-	1.0	Índia	Nanak Sagar	1967	15.6	100	-
EUA	South Fork	1889	21.9	2200	100.0	Índia	Shivajisakar Lake (Konya Dam)	1967	103	180	-
França	Bouzey	1895	15	86-100	-	Indonésia	Sempor	1967	-	200	-
EUA	Austin	1911	14	80-700	-	EUA	Wyoming	1969	-	-	1.5
Itália	Gleno	1923	22	100-600	-	Argentina	Pardo	1970	-	-	20.0
Reino Unido	Eigian	1925	10.5	16	-	EUA	Buffalo Creek	1972	-	125	65.0
EUA	Saint Francis	1928	55	450	1.5	Colômbia	Del Monte	1976	-	80	-
EUA	Brokaw 2	1938	-	-	0.7	EUA	Teton	1976	120	6-11	70.0
Espanha	Vega de Tera	1959	34	144	-	Filipinas	Santo Thomas	1976	-	80	-
França	Malpasset	1959	66.5	421	68.0	Índia	Hirakud	1980	-	118	-
Brasil	Oros	1960	-	50	-	Roménia	Belci	1991	18	78	-
USSR	Babu Yar	1961	> 15	145	4.0	Croácia	Peruca	1993	63	-	-
Coreia	Hyokiri	1961	-	250	-	EUA	Meadow Pond	1996	-	-	-
Itália	Vajont	1963	265	2600-3000	-	República Checa	Sobenov	2002	21	-	-
Colômbia	Quebrada la Chapa	1963	-	250	-	Brasil	Camará	2004	50	5	-
EUA	Baldwin Hills	1963	-	3	50.0	Nigéria	Gusau	2006	-	40	-
EUA	Mayfield	1965	-	-	2.5	EUA	Delhi	2010	18	-	-

Quadro 1.2 – Acidentes em barragens de aterro. (T. L. Wahl 1998), (Altinakar, et al. 2010), (Diário de Notícias 2005), (Chanson 2004a), (Schnitter 1994), (Lees e Thomson 1997), (Castro e Ward 1996), (Marsudiantoro, et al. 2009), (Banvolgyi 2010), (Harder, et al. 2011).

País	Nome	Ano de Construção	Ano de Rotura	Altura Máxima (m)	Causas da Rotura	País	Nome	Ano de Construção	Ano de Rotura	Altura Máxima (m)	Causas da Rotura
África do Sul	Xonxa	1973	1973	48	Fase de construção ou primeiro enchimento	EUA	Cogswell	1934	1934	85	-
Alemanha	Sose	1931	1959	54	-	EUA	Kelly Barnes	-	1977	13	-
Alemanha	Glashutte	1953	2002	-	Insuficiência do descarregador de cheias	EUA	Lower Otay	-	1916	40	-
Argentina	Pardo	1940	1969	15	Insuficiência do descarregador de cheias	EUA	Masterson	1950	1951	18	-
Argentina	Frias	-	1970	15	-	EUA	Meadow Pond	1994	1996	9	Compactação insuficiente do material
Austrália	Cascade	-	1929	19	-	EUA	Big Bay	1991	2004	17	-
Brasil	Óros	-	1960	54	Problemas ao nível da fundação	Hungria	Ajka Alumina	1942	2010	18	Deslizamento
Brasil	Campos Novos	-	2006	202	-	Índia	Chitauni	-	1968	-	Em exploração, sem haver insuficiência do
Brasil	Apertadinho	-	2008	40	-	Indonésia	Sempor	1967	1967	54	Fase de construção ou primeiro enchimento
Canadá	Kénogami	-	1996	21	Insuficiência do descarregador de cheias	Indonésia	Situ Gintung	1934	2009	10	-
Espanha	Odiel	1970	1970	35	Fase de construção ou primeiro enchimento	Japão	Fujinuma	1949	2011	18	Falha após terramoto
Espanha	Tous	1977	1982	-	Colapso causado por uma falha elétrica	México	La Calera	1963	1964	28	-
EUA	Beaver Park	1914	1914	30	-	Nova Zelândia	Opuha	-	1997	29	Insuficiência do descarregador de cheias
EUA	Bowman North	1927	1928	51	-	URSS	Karachunovskaya	-	1934	22	-
EUA	Bully Creek	1913	1925	38	Insuficiência do descarregador de cheias	Síria	Zeyzoun	1996	2002	-	-

Note-se que a regulamentação portuguesa de segurança de barragens, nomeadamente o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), publicado em Diário da República de Outubro de 2007, pelo Decreto-Lei n.º 344/2007, impõe a realização de estudos de rotura e dos respetivos mapas de inundação, devendo agrupar-se as barragens em função dos danos potenciais a elas associados.

Neste contexto, torna-se óbvio que uma definição rigorosa da área de risco dos vales localizados a jusante de barragens é fundamental para a implementação de meios de alerta e aviso às populações residentes nos vales que sejam rápidos e eficazes. A definição rigorosa desta área de risco (previsão do impacto da cheia), entre outros parâmetros, está relacionada uma adequada previsão do hidrograma de cheia efluente da rotura da barragem.

No caso particular da rotura de barragens de terra, que se estudam no presente trabalho de mestrado, existe uma grande incerteza na aferição do pico e na forma do hidrograma efluente que se deve, sobretudo, ao facto do processo de evolução da brecha não ter sido ainda suficientemente compreendido (Ponce e Tsivoglu 1981), (Wurbs 1987), (T. Wahl 2001). O presente trabalho de mestrado pretende dar um contributo positivo para a diminuição desta incerteza.

1.2 Objetivo e metodologia da tese

O presente estudo debruça-se sobre a influência da energia de compactação utilizada durante o processo de construção das barragens de terra homogéneas, na morfologia evolutiva da brecha de rotura por galgamento e na magnitude dos hidrogramas efluentes. Este estudo, pretendeu ainda, proceder ao estudo comparativo de estimativas diretas e indiretas do hidrograma efluente da brecha de rotura.

A presente tese utilizou uma abordagem experimental para caraterizar o processo de evolução de brechas de rotura por galgamento em barragens de terra, para “*diferentes níveis de energia de compactação*”. Assim, foi avaliado o processo de rotura em barragens de terra com geometria fixa modificando apenas grau de compactação do material que compõe as barragens de terra ensaiadas.

Neste contexto, antes de testar parâmetros geométricos ou outras variáveis importantes com influência no modo como o processo de rotura ocorre neste tipo de barragens, como sejam, a altura da barragem, a inclinação dos taludes, a largura do coroamento, a largura, profundidade e localização inicial da brecha, foi previamente efetuada uma análise de sensibilidade às misturas granulométricas a adotar em aterros experimentais que se pretendem conduzir à rotura.

Foi adotada uma mistura granulométrica argilosa e arenosa, de modo a testar a principal variável em análise neste estudo experimental: a energia de compactação de cada aterro. Para isso foram efetuados, nas instalações do Departamento de Geotecnia do LNEC, ensaios proctor do material a utilizar na construção das barragens e ensaios de compactação experimentais, comparado o grau de compactação ótimo do material (obtido no ensaio proctor) com o grau de compactação possível de obter na instalação experimental. Os ensaios experimentais de rotura de aterros, tiveram como limite de compactação os seguintes valores: *limite mínimo*: 80% do grau de compactação ótimo e 0,5% de desvio na percentagem ótima de água; *limite máximo*: 95% do grau de compactação ótimo e 0,5% de desvio na percentagem ótima de água.

Para além do estudo morfológico da rotura dos aterros experimentais, e, de forma a estudar e comparar as diferentes magnitudes dos hidrogramas de cheia relativos às energias de compactação adotadas, foram também efetuadas estimativas indiretas do caudal efluente decorrente das roturas. As estimativas indiretas do caudal afluente foram feitas a montante da barragem (através da equação de balanço de massa) e a jusante (recorrendo à curva de vazão de um descarregador de equação conhecida).

Para além da estimativa indireta do caudal efluente, foi também efetuada a estimativa do caudal efluente diretamente na brecha. A estimativa direta do caudal efluente obrigou à medição da evolução da brecha e ao registo do campo de velocidades através da mesma. Tratou-se de uma metodologia não usual, e, como tal, os sensores foram testados (teste de instrumentação preliminar), adicionando aos ensaios relativos à rotura de barragens de aterro por galgamento, alguns ensaios complementares (resumidos em anexo).

1.3 Estrutura da dissertação

O texto está dividido em seis capítulos. O presente capítulo aborda, de uma forma introdutória, o tema da dissertação, mostrando o registo dos acidentes mais recentes e com maior impacto socioeconómico, a legislação portuguesa mais importante relacionada com a prevenção e gestão de rotura de barragens e define os objetivos do trabalho, assim como a forma como está organizado o texto.

O *Capítulo 2, “Enquadramento teórico”*, descreve fisicamente os diferentes tipos de barragens assim como os diferentes tipos de rotura a que estas estão sujeitas, permitindo identificar, e, simultaneamente diferenciar, o fenómeno de galgamento de barragens de aterro. Seguidamente referenciem-se alguns dos mais recentes estudos efetuados na área e descrevendo a morfologia da rotura, o processo erosivo e o comportamento hidráulico da albufeira.

O *Capítulo 3, “Instalação experimental”*, revela-se muito importante, pelo cariz experimental da dissertação. Neste capítulo estão descritas todas as estruturas do canal de ensaio, o sistema de alimentação do mesmo, as características físicas e granulométricas do material utilizado nos aterros experimentais, assim como a instrumentação utilizada para a aquisição de dados nos diferentes ensaios e os respetivos sistemas físicos e informáticos que complementam a própria aquisição de dados. É, portanto, neste capítulo que se revelam as condições experimentais de cada ensaios e as diferentes abordagens relativamente à estimativa do caudal efluente.

O *Capítulo 4, “Procedimento experimental”*, é essencialmente subdividido em duas fases. A primeira fase aborda todo o procedimento experimental pré-rotura, ou seja, o processo de construção dos aterros experimentais e as geometrias do corpo da barragem e da forma inicial da brecha, assim como a metodologia de calibração da instrumentação, essencial para a validação do tratamento de dados adquiridos. A segunda fase corresponde ao procedimento experimental durante a rotura, o qual se baseia no controlo dos tempos de ensaio, da posição do laser e no ajuste instantâneo do nível da albufeira.

No *Capítulo 5, “Discussão dos resultados experimentais”*, é apresentada a informação resultante do tratamento e aquisição dos registos efetuados em cada ensaio. Neste capítulo é, também, descrita a evolução morfológica das brechas, através do acompanhamento (com recurso a imagens) dos principais momentos da rotura. Finalmente é feita uma discussão dos resultados obtidos nos diferentes ensaios.

No *Capítulo 6, “Conclusão e comparação dos resultados com a literatura”*, são descritas as principais conclusões decorrentes da comparação entre as estimativas efetuadas para os diferentes ensaios.

2. Enquadramento teórico

2.1 Considerações iniciais

Os acidentes ocorridos em barragens dependem do tipo de barragem em que ocorrem. As diferentes barragens, pelas suas características, estão mais sujeitas a alguns acidentes e da mesma forma são mais resistentes a outros, no entanto os mesmos acidentes podem dar-se em diferentes tipos de barragens, mas com probabilidades de ocorrência distintas.

O tempo decorrido desde o início de uma falha até à sua estabilização, nos diferentes tipos de barragens, pode ser mínimo (rotura instantânea) ou durar horas (rotura gradual). A rotura instantânea de uma barragem dá origem a uma onda de cheia cuja crista assume uma forma abrupta, ao mesmo tempo, a montante gera-se uma onda negativa que se propaga pela albufeira. As barragens de aterro (tipo de barragem utilizada neste estudo) têm normalmente roturas graduais, ou seja, o tempo decorrido desde o início da brecha até à sua estabilização pode variar entre poucos minutos e algumas horas. No caso das roturas graduais, as ondas geradas dependem do tempo de evolução da brecha: quando a rotura se dá em poucos minutos, as características das ondas são as mesmas das ondas geradas em roturas instantâneas, mas, no caso do tempo de rotura se prolongar por algumas horas, deixa de existir a formação de ondas abruptas e passa a desenvolver-se uma cheia com características mais naturais (P.Singh 1996).

2.2 Tipos de barragens

2.2.1 Consideração inicial

A *International Commission on Large Dams* (ICOLD) discrimina essencialmente dois tipos de barragens, sendo possível distinguir:

- Barragens de aterro (de terra e de enrocamento);
- Barragens de betão (gravidade, em arco, de contrafortes, ou multi-arco);

Nos itens seguintes apresenta-se uma caracterização destes tipos de barragens.

2.2.2 Barragens de aterro

As barragens de aterro têm, quando comparadas com outras, uma estrutura simples, constituída basicamente por solo compactado e enrocamento (com proporções variáveis). Como consequência desta última característica, a construção de uma barragem deste tipo é simples, rápida e mais económica. Por outro lado, este tipo de barragens tem na sua natureza uma grande mais-valia, pois muitas vezes tem associado um menor impacto visual, proporcionado pela sua estrutura, constituída maioritariamente por material natural, como mostra a Figura 2.1.

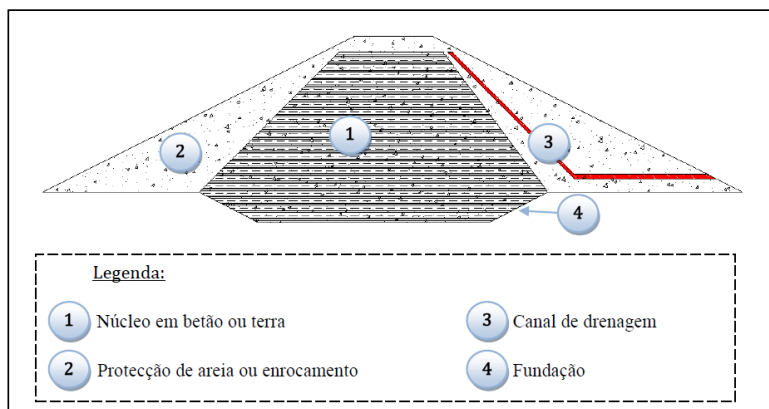


Figura 2.1 – Exemplo da estrutura de uma barragem de aterro.

As barragens de aterro adequam-se principalmente a vales largos. Independentemente do local de construção e da simplicidade estrutural da barragem, a avaliação das condições geológicas e geotécnicas têm um papel importante na escolha da fundação da estrutura, a qual pode variar consoante o material utilizado (Quintela 1990). As barragens de terra devem obedecer às seguintes condições (A.Atallah 2002):

- Os materiais de construção devem estar disponíveis e próximos do local da obra;
- Deve existir, próximo do local da obra, uma quantidade suficiente de argila para a construção do núcleo da barragem, no caso de aterros zonados;

As barragens de aterro podem apresentar perfis homogéneos ou zonados.

As barragens de aterro homogéneas, objeto do presente estudo, são estruturas simples tendo como características fundamentais, a uniformidade do material do qual são compostas e a impermeabilidade do próprio material. Essas características conferem-lhes uma boa capacidade de impermeabilização, fator fundamental numa estrutura sem núcleo. A inclinação dos paramentos, tipicamente de 1:2 ou 1:3, tem também uma função de estabilidade. Quanto menor for a inclinação do paramento de montante submerso, maior será a sua capacidade de resistir ao abatimento. A própria pressão da água exercida pela gravidade, quando combinada com o peso da barragem ajuda a equilibrar as pressões horizontais exercidas pela massa de água da albufeira. No entanto, esta solução estrutural é mais conveniente para barragens de pequenas dimensões (Stephens 2011).

No caso de aterros zonados, como se pode ver na Figura 2.2, é o peso da barragem de aterro que resiste à força da água, enquanto o núcleo impede a infiltração excessiva da água através da barragem (A.Atallah 2002).

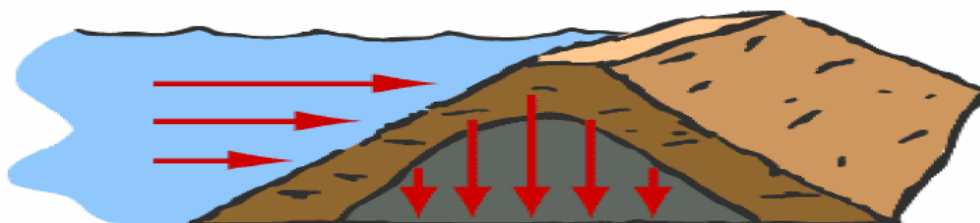


Figura 2.2 – Representação das forças aplicadas nas barragens de aterro. (A.Atallah 2002).

2.2.3 Barragem de gravidade

Assim como as barragens de aterro, as barragens de betão mais comuns, também resistem à força exercida pela água através do seu peso. Estas barragens, denominadas por barragens de gravidade, são consideradas as mais seguras de todos os tipos de barragens.

A semelhança estrutural entre as barragens de aterro e as barragens de gravidade, conferem-lhes, como referido anteriormente, uma forma de resistência às forças a montante semelhante, pois as solicitações aplicadas são as mesmas (Figura 2.3): pressão hidrostática da água a montante e o peso da barragem.

No caso das barragens de gravidade, o facto de utilizarem betão como material de construção torna-as consideravelmente mais caras e de uma construção mais morosa. No entanto têm a grande vantagem de se poder construir em qualquer local (Figura 2.4), sendo que a sua altura deve ter em consideração algumas condições, tais como a resistência da fundação.

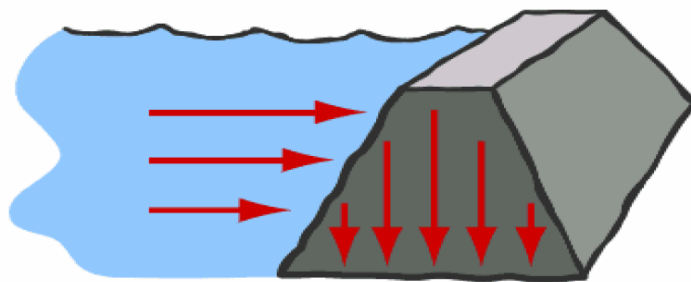


Figura 2.3 - Representação das forças aplicadas numa barragem de gravidade. (A.Atallah 2002).

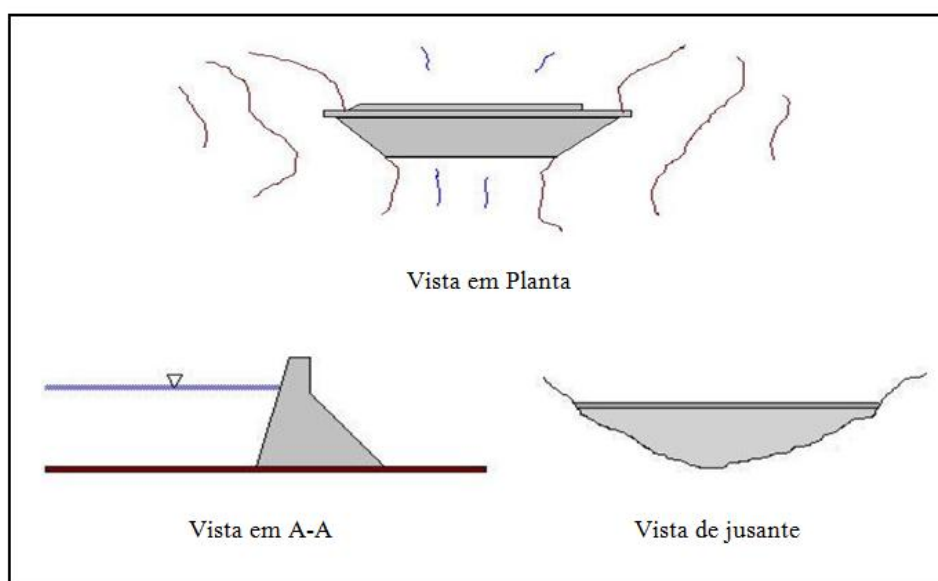


Figura 2.4 - Representação de uma barragem de gravidade num vale irregular. Adaptado de (A.Atallah 2002).

2.2.4 Barragem de betão em arco

As barragens de betão tipo arco (Figura 2.5) são geralmente altas, relativamente ao seu desenvolvimento. Os custos associados à sua construção podem ser menores do que no caso de uma barragem de gravidade, pelo simples facto de usar menos betão.

Como se pode ver pela Figura 2.6, a segurança deste tipo de barragens depende muito das características dos encontros que recebem parte dos esforços resultantes das ações exercidas pela água. A resistência da ligação entre a barragem e a rocha das encostas e a resistência da própria rocha natural são muito importantes neste caso.

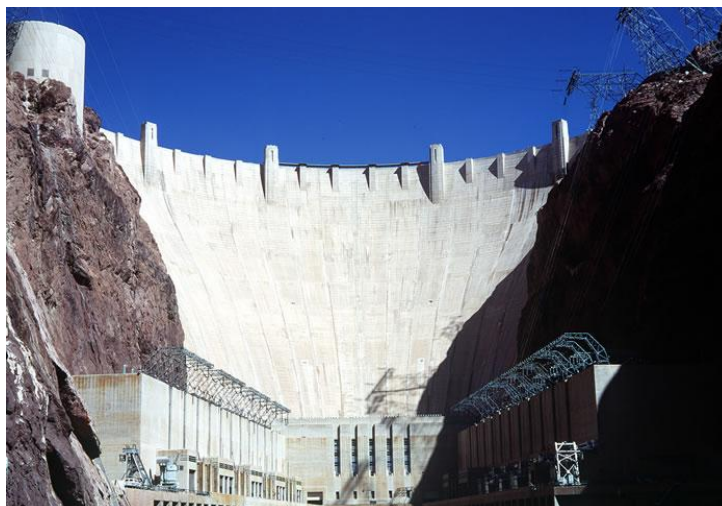


Figura 2.5 – Barragem em arco de Hoover, Black Canion, Rio Colorado, E.U.A. (Region 2008).

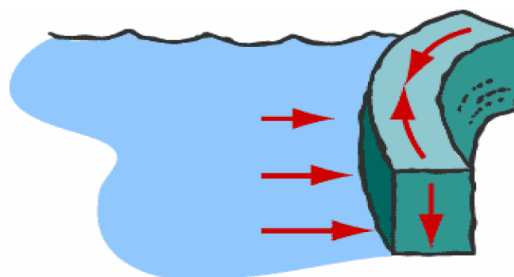


Figura 2.6 - Representação das forças aplicadas numa barragem de betão em arco. (A.Atallah 2002).

2.2.5 Barragens tipo arco com contrafortes

As barragens de contrafortes são uma combinação das duas últimas barragens referidas, as barragens de gravidade e as barragens de betão em arco, como se pode ver na Figura 2.7 e na Figura 2.8. A combinação destes dois tipos de barragens traduz-se em algumas vantagens estruturais, relativamente às suas predecessoras, pois as barragens de contrafortes, quando comparadas com as barragens de gravidade, necessitam de menos betão por metro cúbico, o que influencia diretamente os custos de construção, assim como o peso e a pressão sobre as fundações. Da mesma forma que estas barragens têm vantagens relativamente às barragens de gravidade, também o têm sobre as barragens de betão em arco, pois as forças exercidas sobre os encontros, deste tipo de solução, são muito menores.

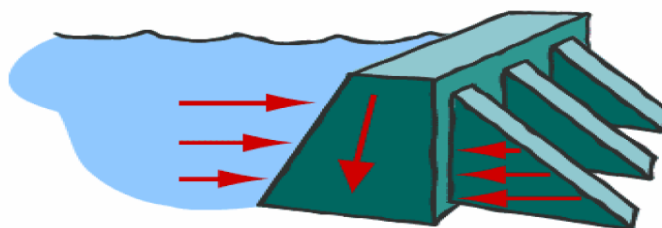


Figura 2.7 - Representação das forças aplicadas nas barragens com contrafortes. (A.Atallah 2002).

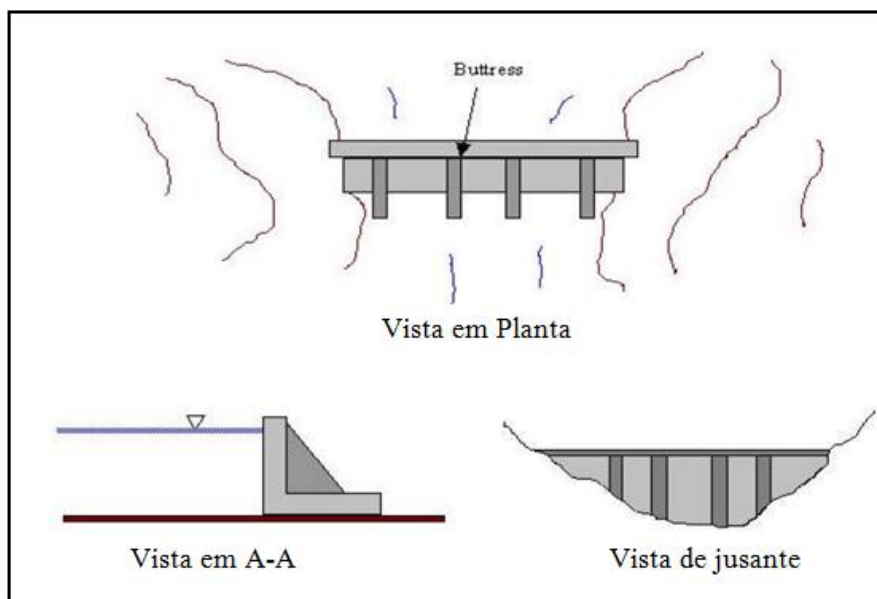


Figura 2.8 – Representação, em vários planos, de uma barragem com contrafortes. Adaptado de (A.Atallah 2002).

2.2.6 Barragem de arcos múltiplos

As barragens com múltiplos arcos surgem da combinação entre as estruturas das barragens de betão em arco e das barragens de contrafortes, como se pode ver na Figura 2.9. Constituem uma solução alternativa às barragens de contrafortes, tendo ainda a vantagem de não necessitarem das mesmas quantidades de betão.

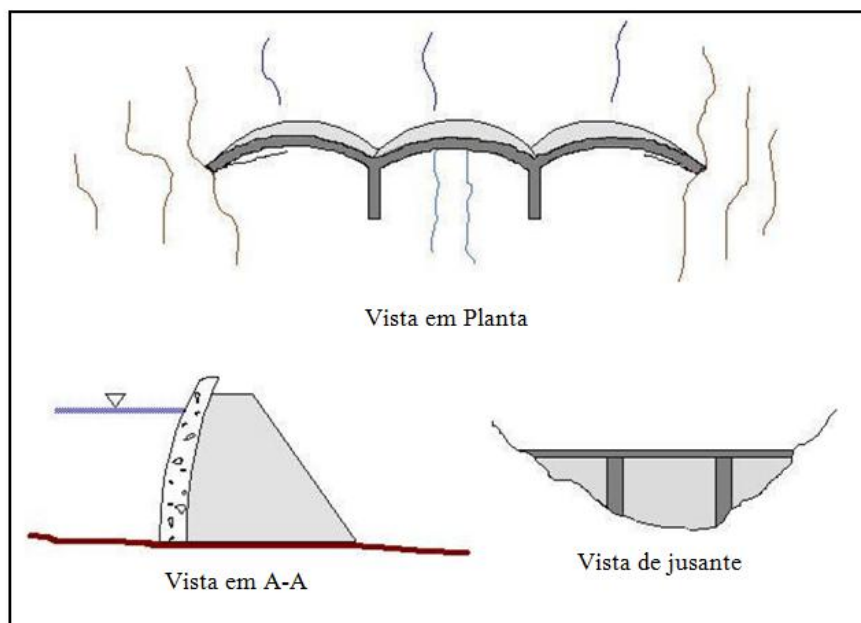


Figura 2.9 - Representação, em vários planos, de uma barragem com múltiplos arcos. Adaptado de (A.Atallah 2002).

2.3 Tipos de acidentes em barragens

O tipo de rotura em barragens está fortemente correlacionado com o tipo de barragem, devendo ser estimada em função dele.

Com efeito, da análise bibliográfica das roturas históricas de barragens conclui-se que as barragens de aterro rompem essencialmente devido a mecanismos de rotura hidráulicos e de percolação (galgamento e erosão interna).

Por seu lado, as barragens de gravidade sofrem predominantemente roturas por derrubamento ou por deslizamento, nomeadamente devido à deterioração do material constituinte do corpo ou à diminuição da resistência da fundação.

A rotura das barragens de betão em arco pode ter a sua causa no enfraquecimento da fundação rochosa circundante, como resultado da saturação ou da carga excessiva, como ocorreu no caso da barragem de Malpasset, em França.

Nas barragens tipo arco com contrafortes, o colapso ocorre, usualmente, no troço entre contrafortes, originando uma rotura parcial, como aconteceu no caso da Barragem de Vega de Tera, em Espanha, onde foram destruídos 17 arcos, de entre um conjunto total de 28.

2.3.1 Galgamento

O termo, em Inglês, utilizado para descrever o galgamento de uma barragem é muito mais conciso e intuitivo (*overtopping*). Este tipo de acidentes dá-se quando a água ultrapassa a cota do coroamento da barragem (Figura 2.10) e tem origem em ondas que se formem na albufeira, em cheias ou mesmo podendo ser uma consequência da ocorrência de sismos.

Nas barragens de aterro com rotura por galgamento, o escoamento sobre a estrutura causa o corte em profundidade do coroamento e a erosão do material do talude de jusante. Estes processos levam à formação de uma zona frágil, pelo que a barragem pode colapsar localmente, podendo o processo de corte em profundidade evoluir até atingir a base do aterro. À partida, a localização da zona frágil é incerta, mas como geralmente o escoamento se concentra na zona central da barragem (dando aí origem a maiores alturas de água durante o galgamento) é de prever que a rotura se inicie nessa zona. De salientar, no entanto, que uma compactação deficiente em qualquer zona do aterro pode originar um ponto fraco que constituirá preferencialmente o núcleo de origem de desenvolvimento da brecha.



Figura 2.10 – Imagem de uma barragem de aterro galgada, situada no rio Missouri, estado do Kansas, EUA. (Farmland 2011).

A dimensão da brecha de rotura depende da duração do galgamento, assim como das propriedades do material e das características do aterro. Segundo (Johnson, 1976) a brecha que se forma numa barragem de aterro em rotura terá preferencialmente, e no início, uma forma triangular (Figura 2.11 (ii)). Uma vez erodido o material menos resistente da barragem, e a manterem-se os níveis elevados da cheia, as geometrias ilustradas na Figura 2.11 (ii) e Figura 2.11 (iii) podem ser atingidas, com a erosão a desenvolver-se lateralmente e a dar origem a geometrias finais de forma trapezoidal. A extensão desta erosão lateral depende da dimensão do reservatório e do volume de água armazenada. Se se tratar de um reservatório grande, pode dar-se a completa rotura do aterro, como ocorreu na Barragem de Clinton nos E.U.A em 1938.

Conclui-se, assim, que evolução de uma brecha durante o processo de rotura por galgamento atinge, segundo uma secção transversal, uma forma trapezoidal (Figura 2.11) independentemente da forma inicial da brecha existente no coroamento da barragem.

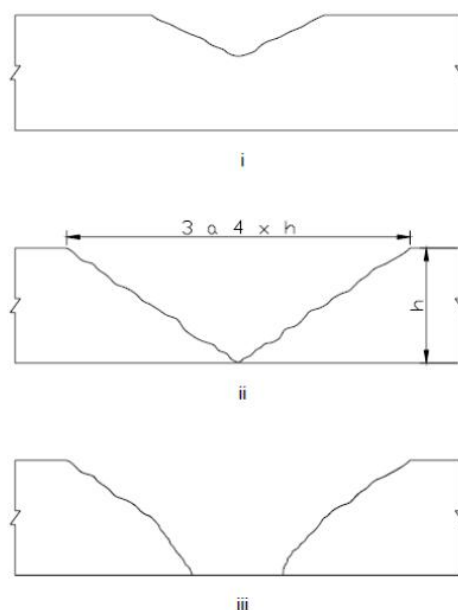


Figura 2.11 – Evolução de uma brecha provocada por galgamento. i) brecha inicial; ii) brecha intermédia em V; iii) momento final com erosão lateral. Adaptado de (Johnson e P. 1976).

2.3.2 Pipping

As roturas por *pipping* são originadas pela erosão do solo devido à percolação da água através do corpo ou da fundação da barragem. É um fenómeno que ocorre por erosão onde há formação de um “tubo” ou canal, originando o transporte de solo através do maciço de terra compactada de uma barragem. Este canal tende a aumentar o seu diâmetro à medida que a água percola pelo solo compactado. À medida que a dimensão do canal aberto pelo escoamento aumenta, o caudal e o poder erosivo do escoamento são igualmente incrementados. Este processo progressivo acarreta geralmente que a secção do “tubo” ganhe tais dimensões que os materiais subjacentes acabam por entrar em colapso, formando um único canal a céu aberto (Figura 2.12).

Faz-se notar que, de acordo com (Johnson 1976) a forma final da brecha devido ao fenómeno de pipping é similar à que ocorre por galgamento da estrutura, ou seja, trapezoidal (Figura 2.13).

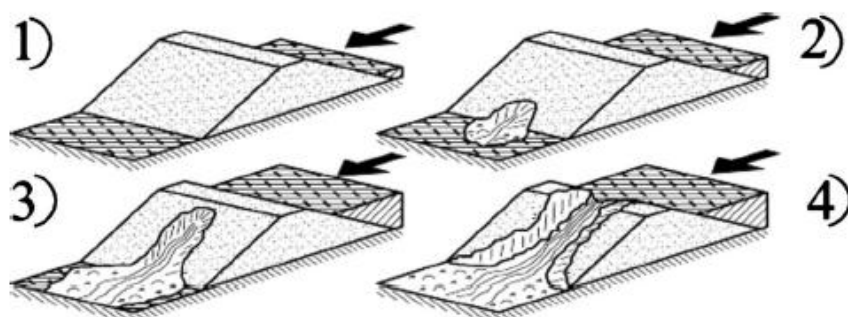


Figura 2.12 – Representação da evolução de uma falha por pipping. (Gregoretti, Maltauro e Lanzoni 2010).

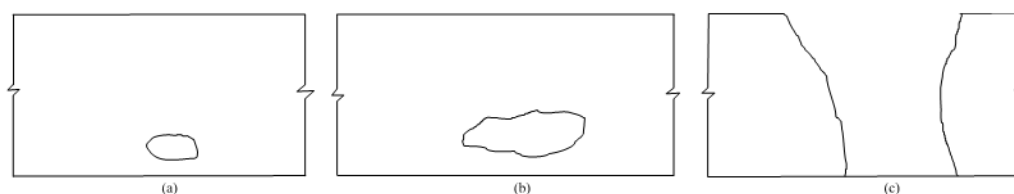


Figura 2.13 – Evolução de uma brecha provocada por pipping. (a) brecha inicial; (b) brecha intermédia em V; (c) momento final com erosão lateral. Adaptado de (Johnson e P. 1976).

2.3.1 Erosão interna

As barragens de aterro têm sempre percolações, mas os acidentes devidos a erosão interna só se dão quando a água infiltrada, a montante da barragem, atravessa o núcleo, tipicamente mais impermeável e aparece no paramento de jusante (Figura 2.14), arrastando o solo mais fino do núcleo. A erosão dá-se devido às características granulométricas do núcleo (partículas de pequena dimensão), relativamente aos solos usados no paramento de jusante (partículas de maior dimensão), assim o núcleo vai sendo removido, dando-se o colapso da barragem. As roturas por erosão interna em barragens de aterro têm características semelhantes às roturas por *piping*, pois a erosão dá-se principalmente entre o pé de jusante e o núcleo.

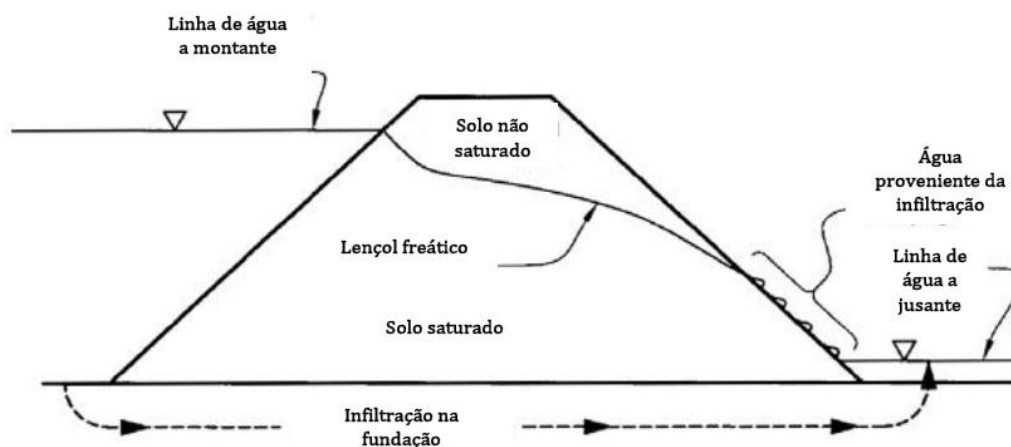


Figura 2.14 – Esquema representativo das infiltrações internas em barragens de aterro com núcleo saturado. (Voesaert, et al. s.d.).

A melhor forma de evitar o colapso por erosão interna em barragens de aterro consiste em evitar o transporte das partículas mais finas que constituem o núcleo da própria barragem. Assim, a estrutura interna do aterro deve ter um filtro, colocado entre o núcleo e o paramento de jusante, como se pode ver na Figura 2.15. Este o filtro impede o transporte das partículas mais finas do núcleo (Figura 2.16).

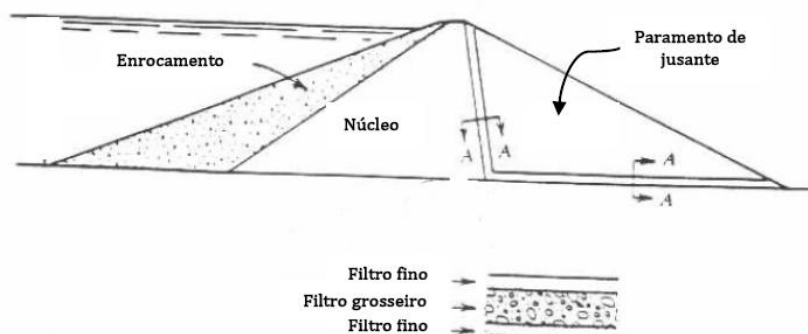


Figura 2.15 – Representação de um filtro numa barragem de aterro. Adaptado de (A.Atallah 2002).

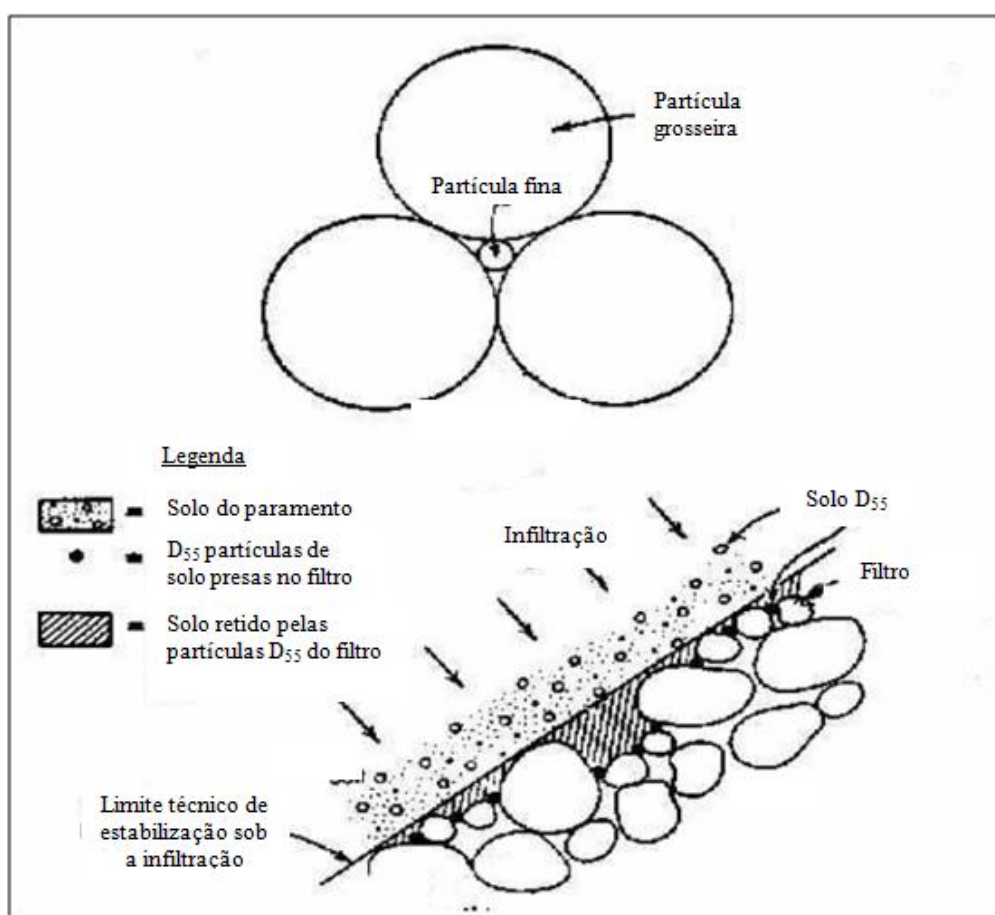


Figura 2.16 – Ilustração do processo de retenção das partículas mais finas do núcleo pelo filtro. Adaptado de (A.Atallah 2002).

2.3.2 Deslizamento

Nas roturas por deslizamento, extensas zonas da barragem são transportadas para jusante, podendo o plano de deslizamento ocorrer tanto no corpo da barragem como na zona da fundação.

Note-se que uma barragem está sujeita às solicitações representadas na Figura 2.17. Nesta figura, H_M representa a pressão hidrostática a montante da barragem, H_j é solicitação imposta pelo nível de água a jusante (contrária a H_M e de resistência ao deslizamento). As notações P e U , da Figura 2.17, representam o peso e a subpressão na fundação da barragem, respetivamente.

Assim, a principal razão do desequilíbrio de forças que provoca o deslizamento de uma barragem pode ser a subpressão causada pela água infiltrada na fundação da barragem em contraposição ao peso que atua como força contrária (A.Atallah 2002).

Para diminuir o risco de deslizamento da barragem, as medidas usualmente aplicadas são a introdução de um sistema de drenagem (diminuindo a subpressão) e o aumento do peso do corpo da barragem (A.Atallah 2002).

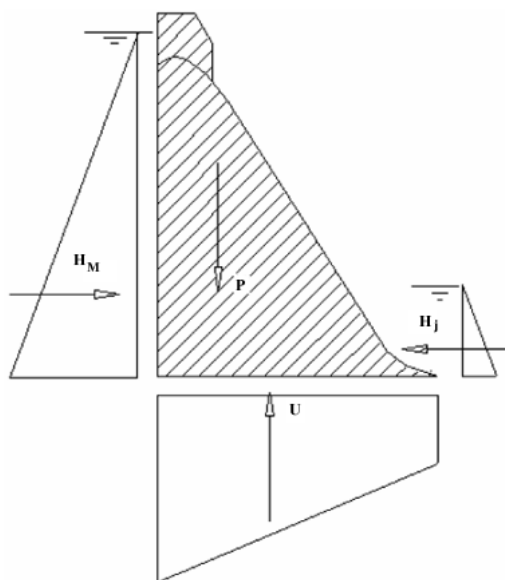


Figura 2.17 - Representação das forças exercidas sobre uma barragem de betão. (Filho e da Gama 2003).

2.3.1 Derrubamento

As barragens de aterro não sofrem deste tipo de rotura, já que a estrutura dos aterros não é uma estrutura rígida. O facto deste tipo de barragens ser construída por camadas impede-a de rodar sobre ela própria como um todo. Pelo contrário, as barragens de betão possuem condições estruturais que beneficiam a ocorrência deste tipo de acidentes, já que a estrutura composta tem rigidez necessária para que estas se comportem como um corpo singular.

2.3.2 Sobrecarga

A designação deste fenómeno não corresponde a nenhum tipo de rotura em particular. No entanto, quando uma barragem está em sobrecarga, podem ser desencadeados diversos modos de rotura nomeadamente por derrubamento, deslizamento ou infiltrações internas e galgamento.

A sobrecarga é devida à grande pressão exercida no paramento de montante quando o reservatório atinge níveis não previstos nos projeto. Assim, se a carga máxima for subestimada podem ocorrer, em qualquer barragem, os modos de rotura referidos anteriormente. No caso específico dos aterros, este aumento de carga no reservatório é especialmente perigoso, pois pode provocar um aumento da

pressão no interior da barragem e por conseguinte aumentar as infiltrações, acabando por conduzir a barragem ao colapso.

2.3.3 Rotura por esvaziamento rápido

Este tipo de rotura afeta principalmente o paramento de montante das barragens de aterro, devido à natureza da sua estrutura.

O esvaziamento rápido da albufeira desencadeia uma situação crítica para a estabilidade do paramento de montante, se esta ação não permitir que a dissipação das pressões intersticiais que permanecem no interior do aterro acompanhe o rebaixamento do nível de água. Esta redução da estabilidade relaciona-se não só pela água que permanece no paramento de montante, que reduz a resistência ao corte e aumenta o peso do material devido à saturação, mas também por deixar de existir a ação estabilizadora que a água da albufeira transmite ao maciço de montante numa situação de maior armazenamento.

Para que se possa prevenir estes acidentes, deve ter-se em atenção o tempo de esvaziamento da albufeira, fazendo com que tenha a maior duração possível.

2.3.4 Associação de acidentes a diferentes tipos de barragens

Como foi descrito ao longo deste capítulo, os diferentes tipos de barragens têm associados diferentes tipos de rotura. A relação entre o tipo de barragem e o tipo de rotura está esquematizada no Quadro 2.1

Quadro 2.1 – Tipos de rotura registados em diferentes tipos de barragens (A.Atallah 2002).

	Aterro	Gravidade	Com reforço	Arco	Múltiplos arcos
Deslizamento	x	x	x		
<i>Piping</i>	x	x	x	x	x
Derrubamento		x		x	
Galgamento	x	x	x	x	x
Esvaziamento rápido	x				
Infiltrações internas	x	x	x	x	x

2.4 Modelação da brecha de rotura e do caudal efluente

2.4.1 Tipo de modelos existentes

Os modelos existentes para efetuar a simulação do caudal efluente e da brecha originada pela rotura de barragens de aterro podem ser agrupados em três categorias (T. L. Wahl 1998):

- Modelos baseados em equações empíricas de previsão;
- Modelos paramétricos;
- Modelos baseados em métodos físicos.

Os modelos baseados em equações empíricas de previsão utilizam expressões que relacionam o caudal máximo efluente da brecha com as características da barragem ou da albufeira (geralmente altura, volume armazenado ou uma variável que compreenda estas duas características). Estas expressões são desenvolvidas tendo por base casos de estudo, essencialmente derivados das roturas históricas, e apenas determinam o caudal máximo efluente, ou seja, não simulam a brecha nem definem um hidrograma efluente da mesma. Faz-se notar que, de uma forma geral, estas relações de regressão podem apresentar coeficientes de correlação baixos devido à escassez de informação de base.

Nos modelos paramétricos o modelador define a geometria da brecha (a largura e a forma final) e o tempo de rotura, fazendo uso do tratamento estatístico da informação que é obtida das roturas históricas (protótipos) ou de resultados experimentais (modelos físicos). Estes modelos simulam a evolução da brecha em função do tempo e calculam o hidrograma resultante segundo princípios da hidráulica. O uso de modelos paramétricos para simular o processo de formação de cheias em brechas

de rotura de barragens de aterro justifica-se pela complexidade construtiva destas estruturas, que se traduz no facto de tornar difícil uma descrição física detalhada da rotura. Relembra-se que as barragens de aterro apresentam um modo de rotura gradual no qual as dimensões da brecha crescem com o tempo, pelo que se tornou bastante popular adoptar ainda a hipótese simplificativa de assumir roturas lineares (i.e. um aumento linear das dimensões da brecha no tempo entre dois estados especificados da brecha). Esta hipótese provou ser capaz de produzir hidrogramas de caudais efluentes na secção das barragens em rotura realistas num vasto leque de aplicações.

Os modelos baseados em métodos físicos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma resultante da rotura de barragens de aterro usando modelos de erosão baseados na realidade física do problema, ou seja, em princípios de hidráulica, transporte sólido e mecânica dos solos. Estes modelos são, usualmente, desenvolvidos acoplando as equações do regime variável às equações da erosão e do transporte sólido.

As três categorias de modelos supracitadas carecem de informação fidedigna sobre roturas em barragens, para empreender não só a modelação do processo de caracterização da brecha como também para realizar com sucesso os respetivos processos de validação e de calibração. A este propósito relembra-se a importância da existência de dados experimentais que caracterizem o processo de rotura em barragens de aterro. No Quadro 2.2 apresenta-se um resumo da investigação experimental feita na área da rotura de barragens de aterro nos anos mais recentes.

Quadro 2.2 – Resumo do tipo de investigação feita na rotura de aterros nos últimos doze anos.

Autor(es)	Tipo de ensaios	Tipo da barragem	Dimensões da barragem	Condições do canal experimental	Aquisição de dados	Medições	Conclusões
(Colman, Andrews e Webby 2002)	Experimental (galgamento)	Enrocamento (solos não coesivos)	-Altura do coroamento aproximadamente de 0,3 m; Largura do coroamento de 2,4 m.	Canal rectangular com 2,4 m de largura e 12 m de comprimento; Alimentação a montante e dissipador de energia na zona da alimentação; Descarregadores, de Basin e triangular, a jusante.	Sondas de nível a montante e a jusante	Secção transversal da brecha; Perfil longitudinal da brecha; Volume da barragem erodido; Caudal efluente	Na condição de reservatório constante, a brecha evolui de erosão vertical para uma predominância horizontal e inversa ao escoamento; É possível prever matematicamente o caudal efluente
(T. Wahl 2004)	Numérico (todo o tipo de falhas)	Barragem de aterro zonada (Exemplo)	Altura, comprimento e largura do coroamento de 24,7 m, 432 m e 9,14 m, respetivamente; Núcleo de material impermeável e paramentos de areia e gravilha	-	Análise de 108 roturas efetivas; Exemplo concreto da rotura de uma barragem no Dakota do Norte	Análise do erro na previsão de alguns parâmetros da brecha e caudal de pico	Os métodos utilizados na previsão do comportamento hidráulico da rotura de uma barragem têm um erro elevado; As previsões do tempo de falha e caudal de pico têm uma incerteza de ± 1 e $\pm 0,5$ a ± 1 por ordem de magnitude, respetivamente
(Zhu, P.J. e J.K. 2006)	Experimental (galgamento)	Barragem de aterro (diferentes misturas de solos coesivos)	Altura, largura e comprimento do coroamento de 0,75 m, 0,6 m e 0,4 m, respetivamente; Base da barragem com 3,6 m de largura e paramentos com inclinações de 1:2	Constituído por dois canais: Canal principal de 35,5 m de comprimento e dimensões da albufeira indefinidas; Canal secundário funciona como “Basin de armazenamento”	Sondas de nível a montante e jusante; Medidores de velocidade electromagnéticos; Câmaras digitais de vídeo e fotografia	Medição das cotas; Velocidades do escoamento segundo duas componentes direccionais; Evolução do perfil da rotura	Os aterros compostos por materiais coesivos abrandam a evolução da erosão e consequente rotura, comparativamente com os aterros não coesivos; A erosão da barragem dá-se do pé de jusante para o coroamento, destruindo o paramento e ajudando a rotura
(Gregoret, Maltauro e Lanzoni 2010)	Experimental (galgamento; <i>headcutting</i> ; Deslizamento)	Barragem de enrocamento (três granulometrias diferentes)	Altura, largura e comprimento do coroamento, maioritariamente, de 0,25 m, 0,1 m e 0,5 m, respetivamente	Canal de inclinação variável, com 10 m de comprimento, 0,5 m de largura e 0,5 m de profundidade;	Caudálmetro imediatamente antes do canal experimental; Sondas de nível a montante e câmara de vídeo a jusante	Medição das cotas da albufeira para os diferentes fenómenos de rotura; Observação dos fenómenos de rotura a jusante	A inclinação da barragem, em relação à horizontal, tem influência no tipo de falha ocorrida, sendo que para inclinações de 0 a 7° a falha será por galgamento
(Carrivick, Jones e Keevil 2011)	Experimental (Nenhum tipo de rotura específico)	Sem barragem (simulada com uma comporta)	-	Albufeira com 0,15 m ³ de capacidade; Canal a jusante com 4 m de comprimento, 0,2 m de largura e 0,5 m de profundidade; Sedimentos colocados no canal de jusante e bacia de sedimentação na zona mais a jusante do canal	Sondas UVP a jusante do canal; Câmaras de alta velocidade a jusante do canal	Caracterização da influência do transporte de sólidos nos fenómenos hidráulicos decorrentes de uma rotura de barragem com caudal de pico	O caudal de pico no Hidrograma de cheia foi atingido mais lentamente e é atenuado mais rapidamente com um leito móvel, caso não seja do tipo <i>bedload</i>

2.4.2 Hidráulica e morfologia da rotura

Segundo (P.Singh 1996), nas roturas por galgamento, se se considerar a formação de uma brecha retangular, é possível estimar o caudal efluente assumindo a expressão de vazão para descarregadores de soleira espessa, sendo o caudal (Q) dado pela eq. (2.1):

$$Q = b\sqrt{g}\left(\frac{2}{3}H\right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.1)$$

Na expressão anterior, b corresponde à largura da brecha, em cada instante, e H é a profundidade da coluna de água no canal de rotura.

Para unidades S.I., a eq. (2.1) pode ser traduzida pela eq. (2.2). Nesta última, a constante 1,7 corresponde ao coeficiente de vazão afectado pela aceleração da gravidade.

$$Q(m^3/s) = 1.7bH^{\frac{3}{2}} \quad (2.2)$$

No caso de a rotura ser por *pipping*, o caudal é dado pela eq. (2.3)

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gH} \quad (2.3)$$

Na expressão anterior, C_d corresponde ao coeficiente de vazão, o qual pode variar entre 0.6 e 0.65, a área da brecha é representada por A_o e H é a altura de água acima da linha central da zona de rotura.

A aplicação destas equações obriga a ter em conta as características concretas da forma da brecha e o tipo de rotura. Com efeito, tal como já foi referido, a rotura de uma barragem pode adquirir diferentes formas (triangular ou trapezoidal, por exemplo).

Assim, para uma melhor percepção física de alguns termos usados, recorre-se a (T. L. Wahl 1998), que caracteriza uma brecha de rotura de acordo com o representado na Figura 2.18.

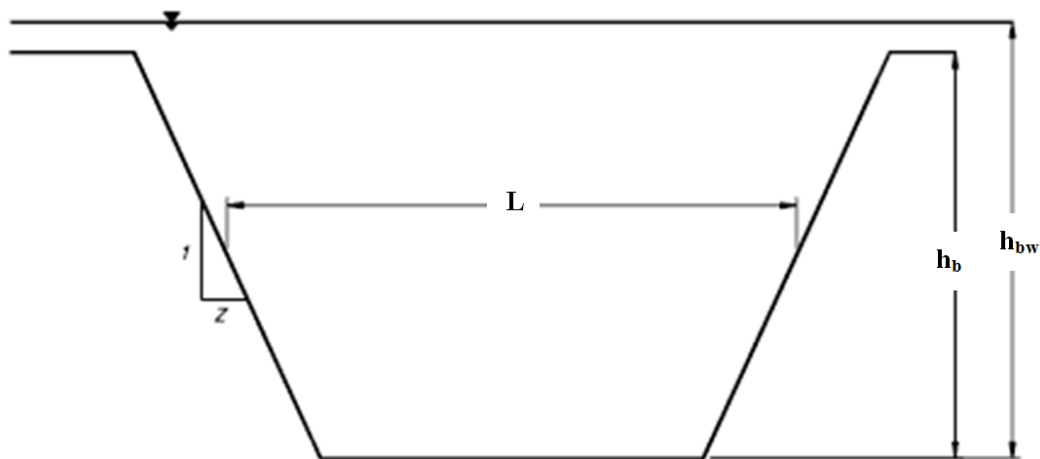


Figura 2.18 - Parâmetros característicos de uma brecha (abertura, profundidade e inclinação dos taludes). Adaptado de (T. L. Wahl 1998).

A altura da brecha (h_b) é o comprimento vertical da mesma, medida desde o topo até à base. Este parâmetro pode, também, ser medido desde a superfície da água até à base da brecha (h_{bw}). A inclinação da parede lateral é o parâmetro, que juntamente com a profundidade e a largura, caracteriza a forma da brecha.

A forma geométrica da brecha depende de fatores intrínsecos à estrutura e composição de cada barragem. A simples localização inicial da brecha é também consequência destes fatores que também condicionam a largura final da brecha assim como a sua evolução.

Segundo (T. L. Wahl 1998) a evolução da rotura depende do tempo a que o aterro está sujeito à força erosiva da água, sendo que este período se divide em dois: tempo de início da rotura e tempo de formação da rotura, de acordo com os seguintes conceitos:

- Tempo de início da rotura – Este período inicia-se quando um pequeno volume de água passa na brecha, seja ela no coroamento ou no paramento de jusante; o tempo de início da rotura termina no momento em que o tempo de formação da rotura se inicia.
- Tempo de formação da rotura – Período de tempo entre a abertura do paramento de jusante e o término da abertura da brecha; esta fase evolui com a erosão regressiva do paramento de jusante, desde a sua base até ao coroamento, como está representado na Figura 2.19.

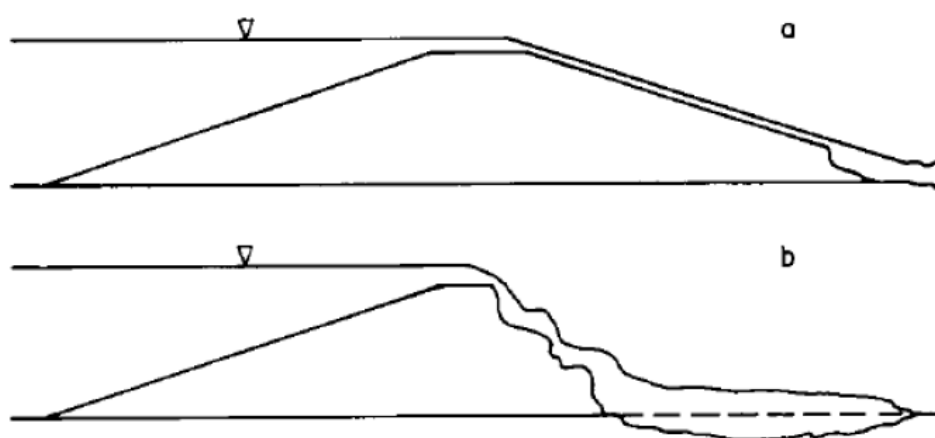


Figura 2.19 - Representação lateral da evolução de uma brecha numa barragem de aterro. a) Fase inicial; b) Fase final (Powledge, et al. 1989).

Estes períodos de tempo podem alterar dramaticamente a forma da brecha e a taxa de erosão.

No período de início da brecha, o volume de água que passa através desta é pequeno e, tecnicamente, ainda não se considera a rotura do aterro, pois em condições especiais de resistência erosiva do aterro, a brecha pode não evoluir. No entanto, note-se que a possibilidade de paragem evolutiva da abertura da brecha no caso do período descrito como tempo de formação da rotura é muito remota, já que a massa de água que passa pela brecha assim como a taxa de erosão aumentam rapidamente.

2.4.3 Processo erosivo da rotura por galgamento

No caso da existência de um galgamento com um nível de água a jusante reduzido, um estudo levado a cabo por (Powledge, et al. 1989) identifica três regimes de escoamento e zonas de erosão, distintas (Figura 2.20).

A zona de erosão (1) situa-se entre a albufeira e coroamento do aterro, a montante. Trata-se de uma zona onde a capacidade erosiva é muito pequena, sendo o material erodido apenas o de menor resistência à erosão. A zona de erosão (2) corresponde ao coroamento. Nesta zona ocorre a velocidade crítica, sendo a energia e as tensões mais elevadas. Assim, pode ocorrer erosão na zona de jusante do coroamento. A erosão na zona (3) pode dar-se em qualquer local, devido às elevadas velocidades que geram tensões igualmente elevadas.

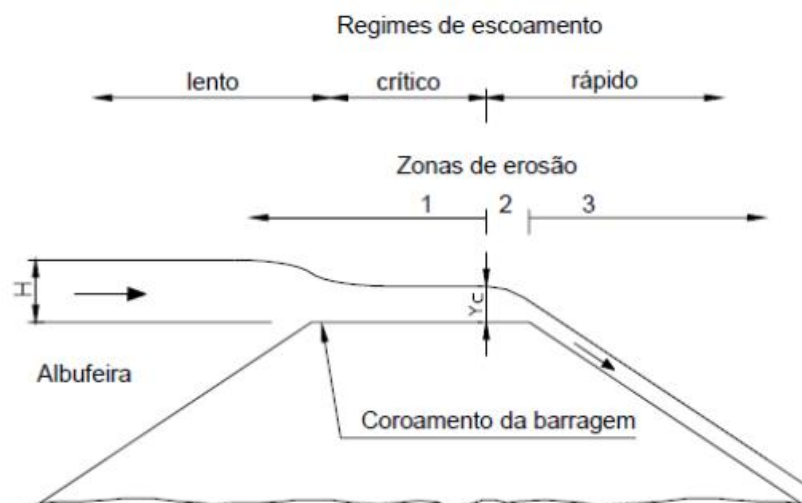


Figura 2.20 - Representação lateral das zonas de regime de escoamento e erosão, num acidente por galgamento numa barragem de aterro. Adaptado de (Powledge, et al. 1989).

O regime de escoamento lento é caracterizado por uma baixa tensão de arrastamento do escoamento devido à reduzida velocidade da água na albufeira. Esta zona de escoamento é totalmente abrangida pela zona de erosão (1), explicando assim a baixa taxa de erosão verificada. A energia do escoamento na zona com regime de escoamento crítico é basicamente a mesma do regime anterior, mas a proximidade do vértice de jusante do coroamento do aterro aumentam as forças de arrastamento. Por outro lado, as elevadas velocidades do escoamento no paramento de jusante, que caracterizam o regime de escoamento rápido, proporcionam a elevada taxa de erosão verificada na zona de erosão (3).

A capacidade que uma barragem tem para resistir à erosão é de extrema importância quando se trata de evitar o colapso dessa mesma barragem. A tensão tangencial originada pelo escoamento sobre o paramento de jusante da barragem dá início à erosão, quando essa tensão é suficiente para quebrar as ligações entre as partículas, removendo-as do aterro. Contudo, a coesão natural do solo é um fator determinante para a sua resistência à erosão. Assim, os solos coesos e pouco coesos reagem de forma diferente à tensão tangencial a que são sujeitos.

A erosão nos solos pouco coesos depende sobretudo da densidade, distribuição e forma dos grãos. Neste tipo de solos a resistência à erosão hidráulica é feita através da gravidade, submergindo os grãos mais pesados, mas correndo o risco de colapso estrutural por saturação. No caso dos solos em que existe maior coesão do material, a erosão depende, em grande parte, da quantidade e plasticidade de argila assim como da composição química do fluido presente nos poros, mas também das frações de matéria orgânica ou outro tipo de material sólido, distribuição dos grãos de características pouco coesivas, estrutura do solo, pH, temperatura, quantidade de água e composição química do fluido erosivo (P.Singh 1996). Os solos de características mais coesivas mantêm as fissuras abertas sem colapsarem, num largo espaço de tempo, devido à elevada resistência do material relativamente à força aplicada pela água, escoada através da brecha. Esta última característica dos solos coesivos, os quais constituem os núcleos de uma barragem de aterro, podem maximizar a percolação interna e a erosão gradual do núcleo, a qual combinada com a natureza estrutural dos filtros (material pouco coesivo) podem provocar fissuras no paramento de jusante e até o próprio desabamento paramento.

A forma como os diferentes solos resistem à força abrasiva da água faz com que haja acidentes com características distintas, mas as características do material que compõe um aterro também pode dar origem a uma rotura. Quando os solos semi-saturados entram em contacto com a água, o ar dos poros fica preso, aumentando a pressão dentro deles. Este processo tem o nome de hidratação e, em casos muito elevados de pressão nos poros, pode fazer com que se libertem fragmentos do paramento.

A contínua ação do escoamento de água vai erodindo os materiais que compõem o aterro, abrindo progressivamente fissuras e transportando o material erodido para jusante. O volume de sedimentos transportados (q_s) pode ser estimado em função da tensão tangencial (τ).

Segundo (DuBoys 1879), o caudal sólido volumétrico por unidade de largura transportado por arrastamento pode ser expresso pela equação (2.4), onde (τ_c) é a tensão crítica de arrastamento e (K) é um coeficiente que depende das características do material:

$$q_s = K\tau(\tau - \tau_c) \quad (2.4)$$

A tensão média de arrastamento pode ser traduzida de uma forma simplificada pela equação **Erro! A rigem da referência não foi encontrada.** (Meyer-Peter e Muller 1948), onde (τ_s) é a tensão de início do movimento das partículas do solo:

$$\tau = \tau_c + \tau_s \quad (2.5)$$

A tensão crítica de arrastamento, (τ_c), é dada pela equação (2.6):

$$\tau_c = 0.047\gamma' d_{50} \quad (2.6)$$

Na equação supracitada, (γ') corresponde ao peso específico dos sedimentos submergidos e (d_{50}) é o diâmetro médio dos sedimentos.

Segundo estes últimos investigadores, o caudal sólido pode ser traduzido pela equação (2.7), sendo que (k_r) o coeficiente de rugosidade das partículas arrastadas, (k_s) o coeficiente de rugosidade de Strickler, R o raio hidráulico e S o gradiente de energia:

$$q_s = \frac{\gamma}{\gamma'} \left\{ \left[\left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{1.5} RS_f - 0.047 \frac{\gamma'}{\gamma} d_{50} \right] g^{\frac{1}{3}} \frac{1}{0.25} \right\}^{\frac{3}{2}} \quad (2.7)$$

A aproximação do fluido à brecha, confere-lhe um escoamento crítico (numero de Froude > 1) alterando o regime de erosão, pelo que o volume de sedimentos transportados se altera (eq. (2.8)).

$$q_s = \frac{\gamma 0,7923}{\gamma'} (\tau - \tau_c)^{\frac{3}{2}} \quad (2.8)$$

As equações descritas, para o transporte de sedimentos, são as equações consideradas na modelação da erosão de brechas em barragens de aterro. No entanto, para brechas não retangulares são necessários ajustes às equações anteriores (P.Singh 1996).

2.4.4 Comportamento hidráulico da albufeira

O fenómeno de rotura de uma barragem de aterro e a sua evolução ao longo do esvaziamento da albufeira não deve ser vista como um fenómeno apenas decorrente da erosão da brecha ou mesmo do escoamento que a atravessa. A capacidade da albufeira gerada pela barragem é, igualmente, um fator importante no que diz respeito à magnitude dos acidentes registados. No caso de um acontecimento extraordinário, passível de gerar uma rotura por galgamento do aterro, o caudal descarregado é a relação entre o volume armazenado na albufeira e o tempo em que este se escoou.

No momento em que se dá a rotura, a água retida na albufeira aumenta a sua velocidade de escoamento e converge para a zona da brecha, iniciando o processo de destruição do aterro. O caudal

efluente decorrente desse período de rotura pode ser estimado recorrendo a uma equação de balanço de volume entre o caudal afluente e a variação do volume de água na albufeira (equação (2.9)), caso as velocidades não sejam muito elevadas (P.Singh 1996).

$$Q_E = Q_A - \Delta S \quad (2.9)$$

Na equação supracitada, (Q_E) corresponde ao caudal efluente, enquanto (Q_A) e (ΔS) correspondem ao caudal afluente e à variação de volume armazenado, respetivamente.

3. Instalação experimental

3.1 Nota prévia

Tal como será descrito no Capítulo 1, referente aos ensaios experimentais, foram no âmbito do presente estudo construídos dois aterros experimentais e realizados dois ensaios de rotura.

A aparelhagem e os sensores disponíveis no 1º ensaio permitiram estimar o hidrograma efluente da brecha de rotura através de duas estimativas, ambas denominadas de “indiretas”, por não derivarem do registo direto de variáveis na brecha de rotura. A primeira estimativa indireta baseia-se na equação de balanço de massa na albufeira, ou seja, utiliza informação sobre variações de níveis registada por sensores colocados na mesma. A segunda estimativa direta corresponde às medições de níveis efetuadas no já referido descarregador existente a jusante.

Este 1º ensaio permitiu igualmente identificar quais os aspetos a melhorar na instalação, e, em particular, a necessidade de realizar uma medição direta dos caudais efluentes na brecha de rotura. Assim, no 2º ensaio foi dimensionado e colocado na instalação experimental um sistema complexo que permite caracterizar o campo de velocidades na brecha de rotura e a evolução da área da mesma.

3.2 Características gerais da instalação experimental

3.2.1 Descrição da instalação

Esta instalação canal destina-se à realização de ensaios para apoio ao desenvolvimento de ações de investigação no tema da rotura por galgamento de barragens de terra.

As principais características da instalação são as seguintes (Figura 3.1):

- i) Reservatório de alimentação a montante;
- ii) Circuito de bombagem com capacidade de alimentação de 150 l/s;
- iii) Reservatório que simula uma albufeira com volume máximo armazenado de 45m³, onde existem dois descarregadores laterais (um em cada muro lateral do canal para controlo do nível de água na albufeira);
- iv) Espaço para implementação de aterros com alturas variando entre 0,45 e 1 m de altura;
- v) Canal a jusante com 5 m de comprimento para estimativa indireta do caudal efluente da brecha de rotura, com 1,6 m de largura e 1 m de profundidade;
- vi) Bacia de retenção de sedimentos.

A Figura A 1, em anexo, apresenta a planta e a vista lateral da referida instalação experimental.

Note-se que o volume da albufeira constituiu uma das variáveis mais condicionantes para o dimensionamento da instalação experimental, sendo a sua importância justificada pela necessidade de manter o nível da albufeira durante todo o processo de a rotura do aterro. Esta necessidade obriga ainda a alimentar continuamente o canal durante o processo de rotura.

Dos elementos que constituem a referida instalação experimental é importante justificar a importância de algumas delas.



Figura 3.1 – Instalação experimental. (A) albufeira; (B) albufeira, e bacia de jusante; (C) vista geral da instalação.

3.2.2 Sistema de alimentação de água a montante

O sistema de alimentação de água exterior à instalação experimental é determinante para o sucesso dos ensaios. A água é armazenada num reservatório subterrâneo e bombeada para um reservatório superior (Figura 3.2), alimentando, por gravidade, a instalação experimental.

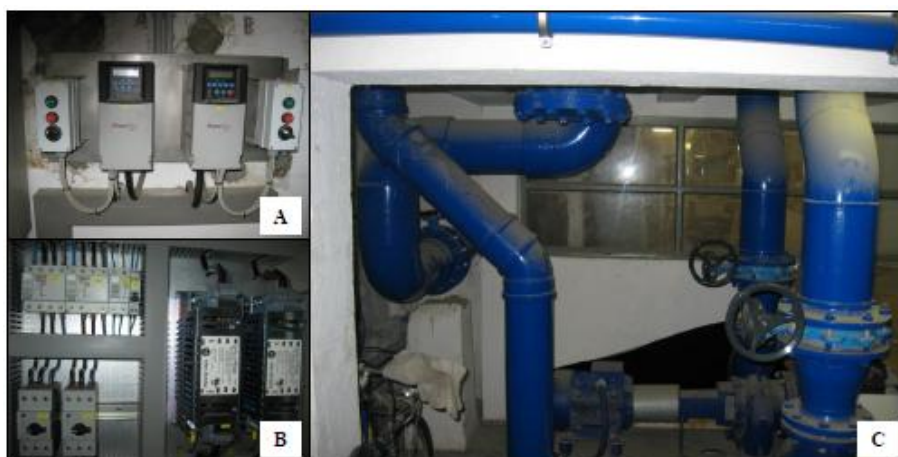


Figura 3.2 - Principais componentes da sala de bombagem do pavilhão de ensaios. (A) controladores de potência das bombas; (B) controlo de alimentação das bombas; (C) condutas de alimentação do reservatório superior.

Este sistema permite abastecer a instalação experimental com caudais até $0,15\text{m}^3/\text{s}$ (150l/s).

A entrada de água para a instalação experimental dá-se sensivelmente a meio do muro de topo da mesma, afluindo diretamente a uma câmara de tranquilização materializada por tijolos perfurados que tem o objetivo de melhorar as condições do escoamento à entrada. Os caudais são controlados, manualmente, por uma válvula e monitorizados por um caudalímetro (Figura 3.3).



Figura 3.3 – Fornecimento de água à albufeira a montante do aterro: (A) Caudalímetro; (B) Sonda do caudalímetro; (C) Válvula de controlo; (D) Câmara de tranquilização.

3.2.3 Descarregadores laterais a montante do aterro

Os descarregadores laterais, existentes a montante do aterro (Figura 3.4), têm como função a regulação do nível da albufeira. Os descarregadores têm ainda a função de manter a água em circulação antes do início da rotura, caso seja necessário.

A Figura 3.5 e a Figura 3.6, correspondem às curvas de vazão dos descarregadores laterais (direito e esquerdo, respetivamente). Estas curvas permitem, após o ensaio, calcular o volume de água que não contribuiu diretamente para a erosão da rotura e evoluir da brecha.

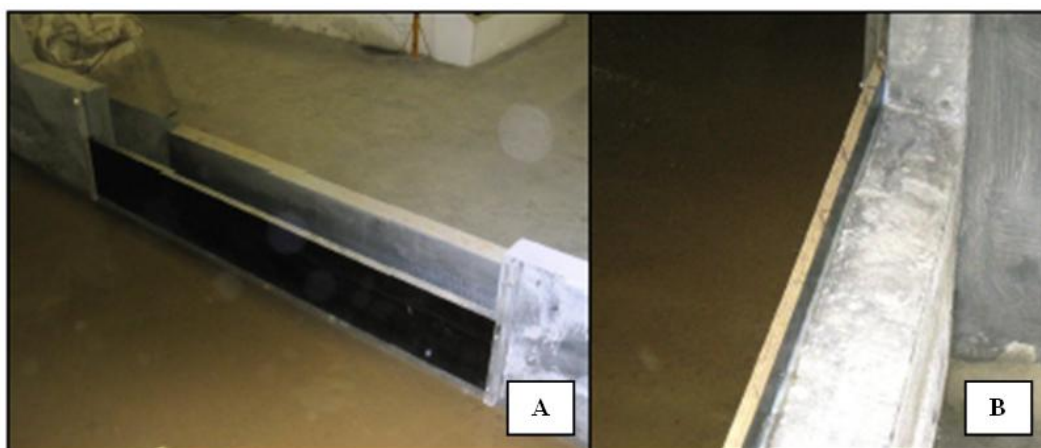


Figura 3.4 – Descarregador retangular colocado a montante do aterro. (A) Vista geral; (B) Vista aproximada da crista do descarregador.

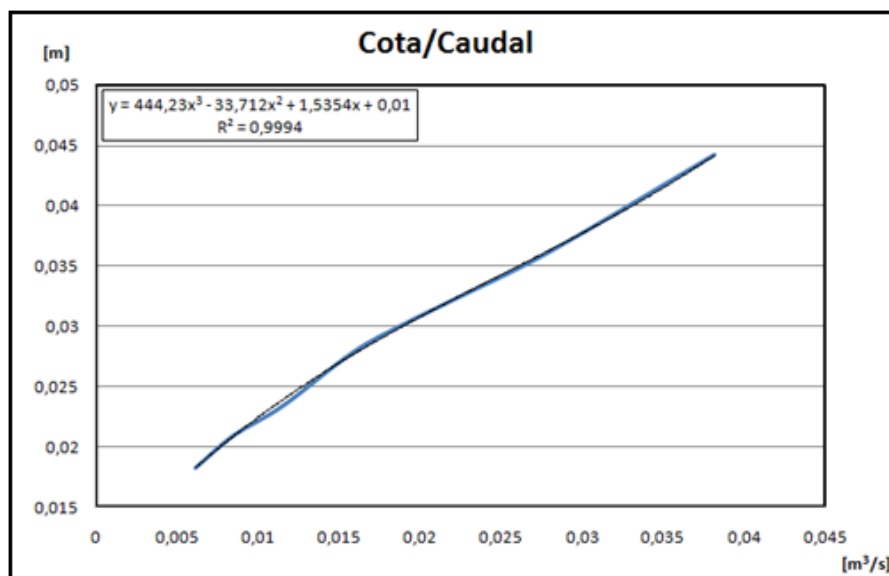


Figura 3.5 - Curva de vazão do descarregador retangular esquerdo.

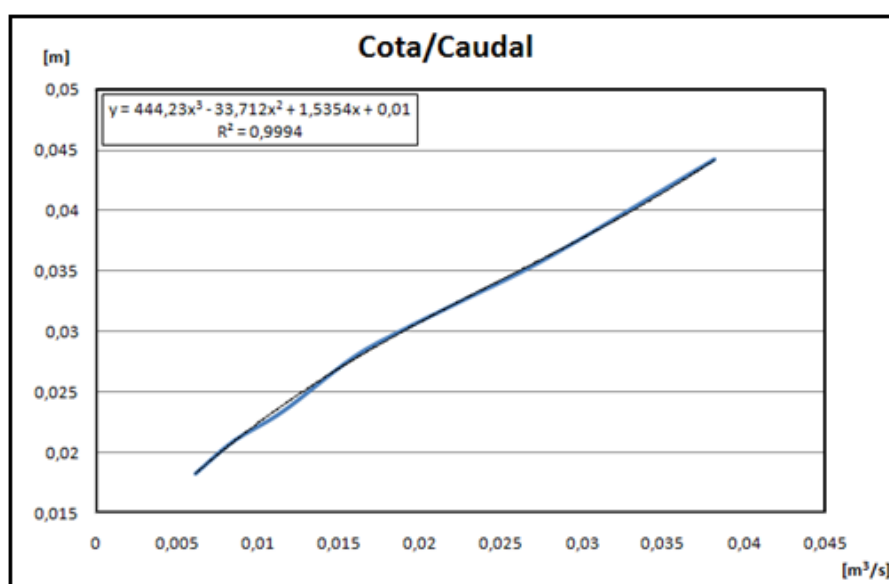


Figura 3.6 – Curva de vazão do descarregador retangular direito.

3.2.4 Descarregador a jusante do aterro

O descarregador existente a jusante do aterro tem como função controlar e medir os caudais provenientes da rotura da barragem em função dos níveis atingidos na respetiva soleira (2ª medição indireta). Os valores do caudal correspondentes a essa variação de nível só são conhecidos após a realização do ensaio, através da curva de vazão deste descarregador (Figura 3.7).

É, também, importante referir que a medição do caudal efluente retirado da curva de vazão deste descarregador é uma medição indireta. Haverá uma desfasagem de tempo e entre o caudal efluente da brecha e o nível registado no descarregador.

A curva de vazão do descarregador, representado na Figura 3.7, foi medida até uma altura de 0,085m. Com efeito, a perda de carga existente na conduta de alimentação do canal, não permitiu a entrada de caudais superiores a 0,114 m³/s. Desta forma a curva de vazão, representada na Figura 3.8, foi obtida através da extrapolação da curva de vazão medida, com base numa equação de regressão dos valores

registados. Foi necessário calibrar o descarregador e extrapolar a respetiva curva de vazão para as alturas superiores devido ao facto de se desconhecer o coeficiente de vazão do descarregador.

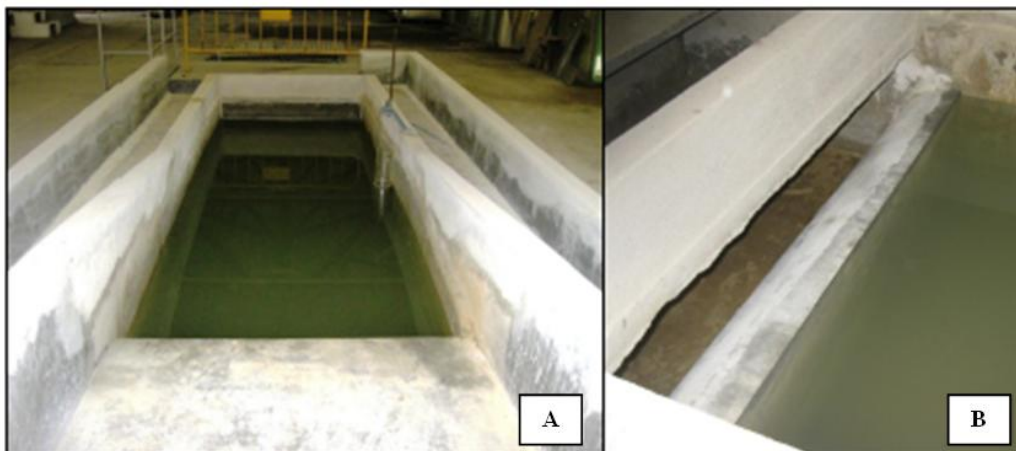


Figura 3.7 – Descarregador a jusante do aterro. (A) Vista geral de montante para jusante; (B) Vista da crista.

É importante referir que o descarregador e a respetiva curva de vazão representados nas figuras anteriores correspondem ao segundo ensaio. Após o primeiro ensaio a soleira do descarregador foi submetida a uma ligeira correção de nível, estando a curva de vazão utilizada para estimar o caudal efluente durante o primeiro ensaio representada na Figura B 7, em anexo.

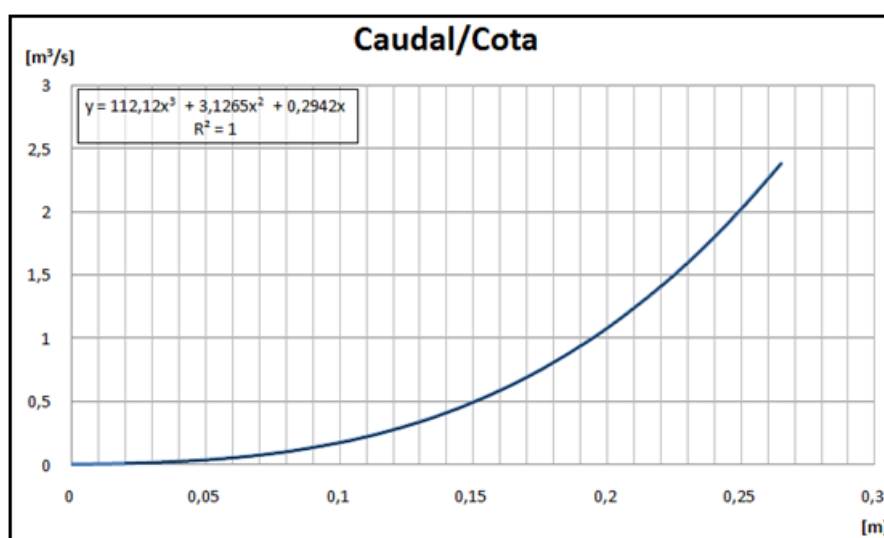


Figura 3.8 – Curva de vazão do descarregador de a jusante do aterro.

3.2.5 Bacia de retenção a jusante

Um dos problemas decorrentes dos ensaios de rotura de aterros, quando a água utilizada está em circuito fechado, é precisamente a quantidade de partículas de argila e areia em suspensão, as quais podem comprometer os dados obtidos durante os ensaios e danificar o sistema de circulação. Assim, foi dimensionada e construída, imediatamente a jusante do descarregador, uma bacia de retenção para deposição dos sedimentos que derivam da rotura do aterro (visível na Figura 3.7 (B)) de forma a reduzir a afluência dos mesmos à instalação experimental que, tal como já foi referido, funciona em circuito fechado.

3.3 Características dos aterros

3.3.1 Considerações iniciais

Tal como já foi referido, foram construídos dois aterros, um para cada um dos ensaios realizados. Não existindo qualquer relação de escala predefinida para qualquer estrutura, já que os ensaios não visam caracterizar um aterro específico, as dimensões dos aterros e da respetiva albufeira foram definidas com o intuito de proporcionar a melhor relação entre a instrumentação com a qual é possível caracterizar a rotura do aterro e a granulometria capaz de simular um aterro real. Assim as dimensões dos aterros, com cerca de meio metro de altura, dão origem a uma albufeira com aproximadamente 21 m³, volume suficiente para garantir que, durante o ensaio, se mantenha o nível de água a montante.

3.3.2 Características do material do aterro

O material utilizado para a construção dos aterros foi selecionado após a análise granulométrica de vários solos. As análises foram feitas no Departamento de Geotecnia do LNEC e tiveram como objetivo selecionar um solo cujas características básicas, permitissem simular o material de barragens de aterro portuguesas existentes.

Como ponto de partida dos ensaios experimentais, e com base em diretrizes fornecidas pelo Departamento de Geotecnia do LNEC, considerou-se que uma mistura granulométrica com uma relação de argila e areia de 1:2 poderia representar uma barragem de terra típica portuguesa.

Na sequência de um teste preliminar realizado, no qual se construiu um pequeno aterro experimental com esta mistura granulométrica, concluiu-se que a relação de argila e areia adotada na mistura (1:2) era excessivamente plástica para induzir roturas por galgamento nestes aterros, uma vez que o potencial erosivo do escoamento, a dada altura, é insuficiente para dar continuidade à evolução da brecha.

Foi adotada uma mistura granulométrica de relação menos argilosa e mais arenosa, de modo a testar a principal variável em análise neste estudo experimental: a energia de compactação de cada aterro. A curva granulométrica do solo escolhido e as respetivas características estão representados na Figura 3.9 e no Quadro 3.1, respetivamente.

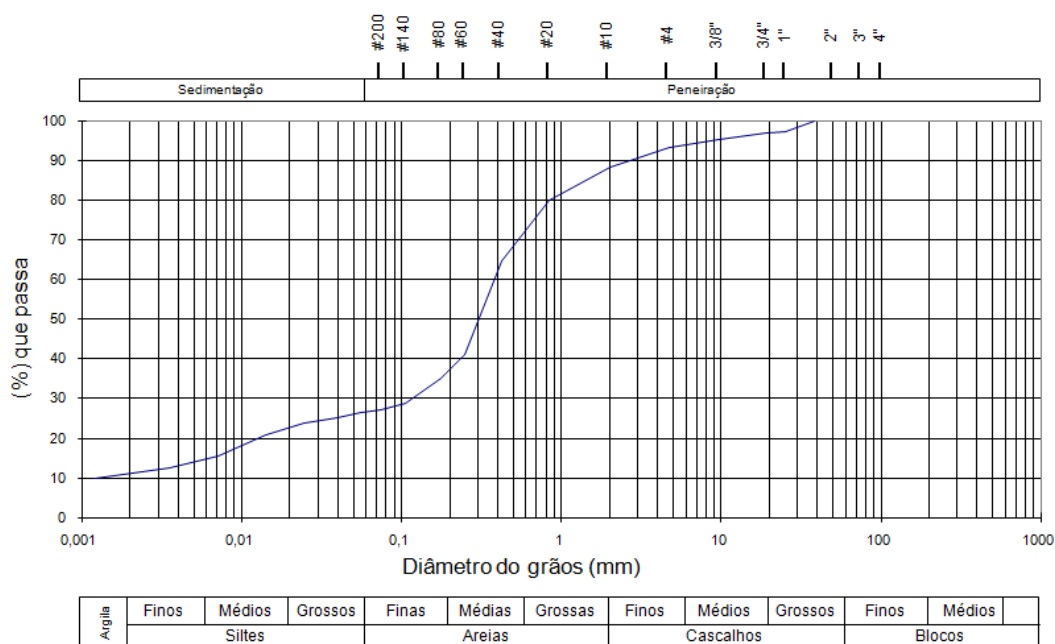


Figura 3.9 – Curva granulométrica do solo utilizado nos aterros experimentais.

Quadro 3.1 – Valores da curva granulométrica.

Peneiro	#200	#140	#80	#60	#40	#20	#10	#4	3/8"	3/4"	1"	1,5"	2"
# (mm)	0,074	0,105	0,177	0,250	0,420	0,841	2,000	4,760	9,510	19,000	25,400	38,100	50,800
% passa	27,2	28,9	35,0	41,1	64,8	80,0	88,4	93,2	95,1	96,8	97,3	100,0	

A compactação dos solos, definida como o processo físico capaz de reduzir o volume de ar e consequentemente aumentar a densidade de massa dos próprios solos compactados, faz parte do processo de construção das barragens de aterro. Uma das formas de aferir quanto às características de compactação do solo escolhido para os aterros experimentais é submeter uma amostra a um ensaio Proctor, o qual, determina o peso seco do solo e a quantidade ótima de água.

O ensaio Proctor é feito em duas fases (Quadro 3.2). A primeira, mais leve, é feita em três camadas de igual espessura e compactada com um pilão de 2,49kg. A segunda fase, mais pesada, utiliza cinco camadas com a mesma dimensão para seja possível seguir o mesmo procedimento do Proctor normal, mas com um pilão 4,54kg. Em ambas as fases se variam o número de pancadas entre as 25 e as 55 pancadas.

Quadro 3.2 – Ensaio Proctor (E197-1966 LNEC).

		Tipos de compactação			
		Leve (Proctor normal)		Pesada (Proctor modificado)	
Molde	Diâmetro (mm)	102	152	102	152
	Altura (mm)	117	114	117	114
Pilão (kg)		2,49	2,49	4,54	4,54
Altura da queda (cm)		30,5	30,5	47,5	47,5
Número de camadas		3	3	5	5
Número de pancadas por camada		25	55	25	55

Foram executados dois ensaios proctor para o mesmo tipo de solo, pelo facto de as condições de armazenamento do material do aterro se ter alterado. As curvas de compactação e os valores das mesmas estão representados na Figura 3.10 e no Quadro 3.3, respetivamente.

Quadro 3.3 – Valores das curvas de compactação de 23/10/2012 e 04/02/2013.

23/10/2012		04/02/2013	
γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)
19,10	7,00	18,72	6,22
20,00	8,80	19,14	8,31
20,00	10,71	19,42	10,61
19,00	12,90	19,18	12,27
-	-	18,42	13,96

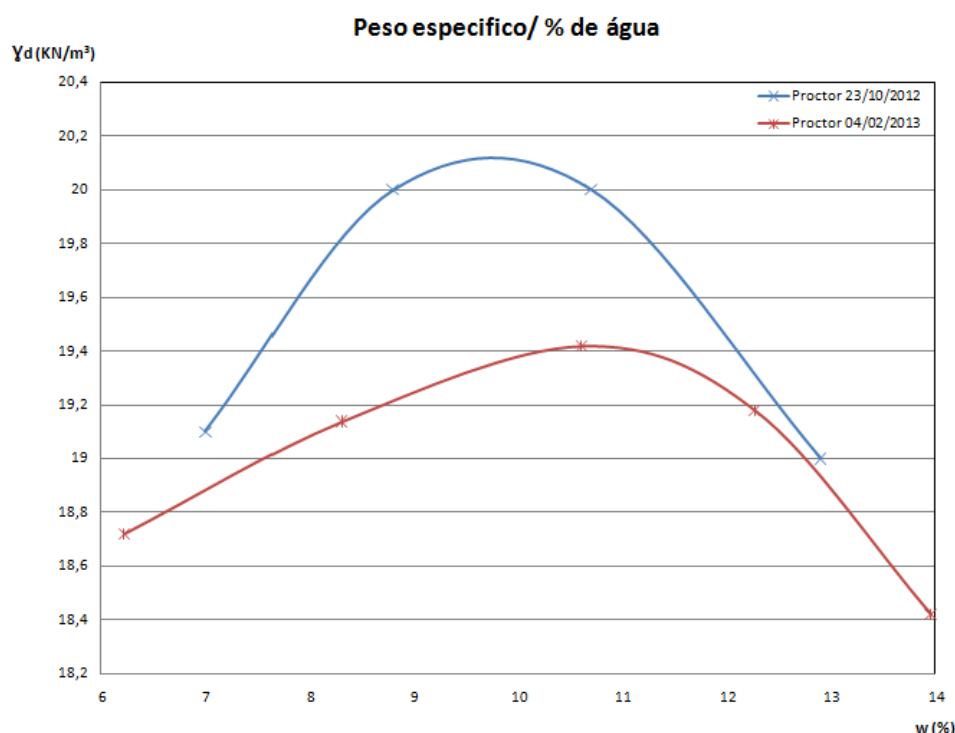


Figura 3.10 – Curvas de compactação dos diferentes testes Proctor realizados a 23/10/2012 e 04/02/2013.

A diferença de humidade registada nas duas amostras é natural, mas como se pode ver pelo Quadro 3.4 não é relevante, pelo que a curva de compactação considerada para a compactação experimental é a mais recente.

Quadro 3.4 – Resultados dos ensaios Proctor.

23/10/2012		04/02/2013	
γ_d (kN/m ³)	$w_{ótimo}$ (%)	γ_d (kN/m ³)	$w_{ótimo}$ (%)
20,10	9,70	19,42	10,60

3.3.3 Compactação do solo

As condições laboratoriais são muito diferentes das condições experimentais, para além de não ser possível o compactar o solo de forma confinada durante a construção do aterro, já que o peso do pilão experimental (2,94kg) combinado com o número de pancadas exercidas torna a tarefa impraticável.

Assim, antes da construção dos dois aterros experimentais foi construído, numa pequena instalação piloto, um outro pequeno aterro, doravante denominado de aterro piloto, por forma a compreender com o melhor método para realizar a compactação dos aterros experimentais, em particular ajuizar sobre o número de pancadas necessárias para obter uma compactação adequada.

Para este aterro piloto foram definidas três faixas, cada uma com três camadas de aproximadamente 10cm, as quais foram compactadas com quatro, oito ou doze pancadas, como se mostra na Figura 3.11. As duas amostras por faixa foram retiradas sem atender a nenhum padrão ou posição relativa específica de modo a não influenciar os resultados.



Figura 3.11 – Posição relativa às faixas de compactação, de cada uma das amostras retiradas para a definição da energia de compactação experimental ideal. Amostras 1 e 2 (faixa de quatro pancadas), Amostras 3 e 4 (faixa de oito pancadas); Amostras 5 e 6 (faixa de doze pancadas).

No caso da análise da compactação do solo é necessário ter em conta o grau de compactação do solo e o desvio do teor em água. Idealmente, o grau de compactação necessário a uma boa compactação experimental deve ser entre 85% e 95%, já o teor em água deve ser $\pm 2\%$ do teor em água ótimo (10,61%). Os dados relativos às amostras retiradas após as compactações experimentais estão expostos no Quadro 3.5 e na Figura 3.12.

Após a análise dos dados expostos na Figura 3.12 assim como do Quadro 3.5 é, como previsto, evidente o aumento do grau de compactação com o número de pancadas aplicadas com o pilão. O desvio do teor em água está dentro dos limites para todas as compactações. No entanto o grau de compactação das amostras retiradas das faixas de quatro e oito pancadas fica abaixo do grau de compactação exigido para uma boa construção de uma barragem de aterro.

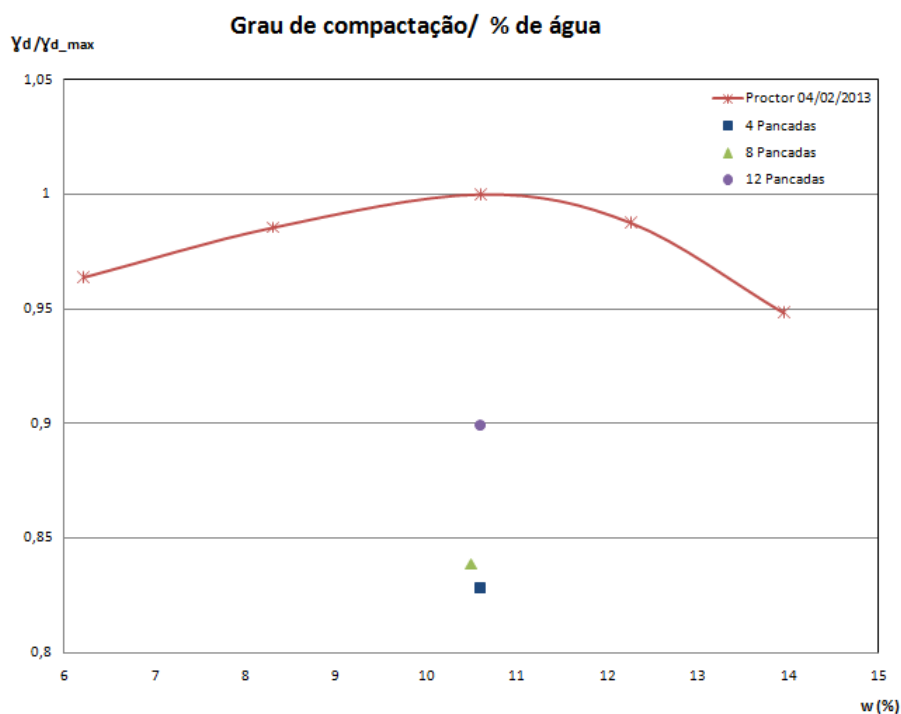


Figura 3.12 – Gráfico referente ao número de pancadas dado (quatro, oito e doze) em três faixas distintas relativamente à curva de compactação do ensaio Proctor.

Quadro 3.5 – Resultados do ensaio de compactação experimental.

Ensaio de compactação			γ_d (kN/m ³)	$w_{ótimo}$ (%)	Desvio do teor em água (%)	Grau de compactação (%)
Proctor			19,42	10,61	-	-
Experimental	4 Pancadas	Amostra 1	15,8	-	0,0	81,3
		Amostra 2	16,1	-	0,0	82,8
	8 Pancadas	Amostra 3	16,3	-	0,1	83,8
		Amostra 4	16,3	-	-0,1	83,8
	12 Pancadas	Amostra 5	17,0	-	-0,1	87,3
		Amostra 6	17,5	-	0,0	89,9

3.4 Equipamento e software de medição e aquisição

3.4.1 Introdução

Os equipamentos de medição e os respetivos *softwares* de aquisição, utilizados durante o primeiro e segundo ensaios, foram testados de forma a aferir a sua validade e aplicabilidade nos ensaios de rotura. Os equipamentos descritos neste item foram sujeitos a testes prévios não só para aperfeiçoar a qualidade dos dados adquiridos como também para averiguar as respectivas condições de uso ou mesmo para constatar a inaplicabilidade de algum tipo de instrumentação para os objectivos em causa (Anexo B (ensaios complementares)), prática usual em experimentação.

As sondas de nível (acústicas, resistivas e limnómetros) utilizadas para a medição das cotas de água na albufeira e na bacia de sedimentação a jusante da barragem de aterro, as câmaras fotográficas de alta velocidade, o laser de alta potência, as câmaras de vídeo digital e o caudalímetro (Figura 3.13) são os equipamentos de medição e aquisição de dados utilizados para registar as diferentes grandezas e fenómenos que ocorrem durante a rotura, por galgamento, de uma barragem de aterro.

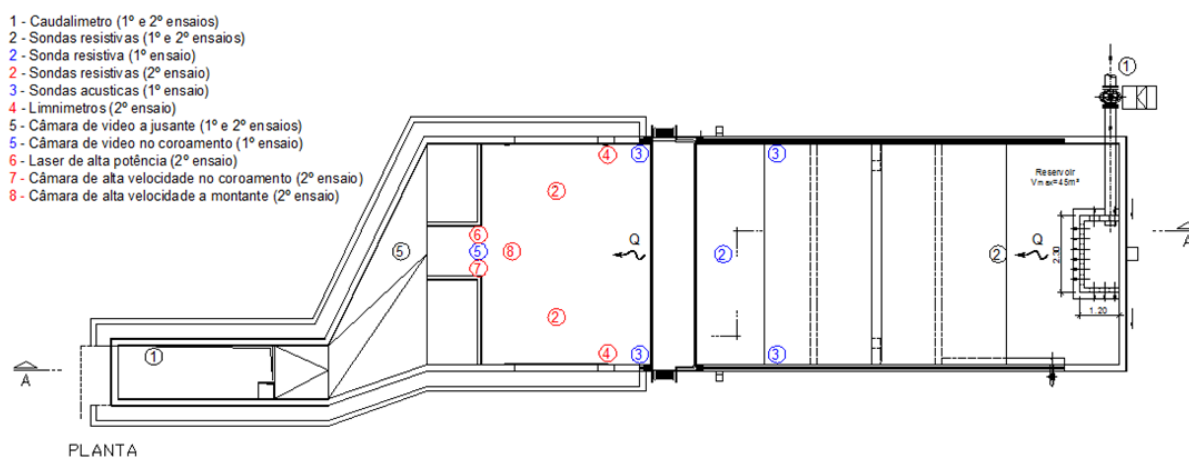


Figura 3.13 – Planta da instalação experimental com a indicação da posição da instrumentação de medição utilizada nos diferentes ensaios.

3.4.2 Sistema de estimativa indireta do caudal efluente (1º e 2º ensaios)

3.4.2.1 Caudalímetro

O caudalímetro, representado anteriormente na Figura 3.3 (A), é necessário não só para o controlo do caudal afluente à barragem, efetuado pelo operador, mas também para uma análise mais rigorosa da contribuição do volume de água afluente à albufeira (na fase do tratamento dos dados).

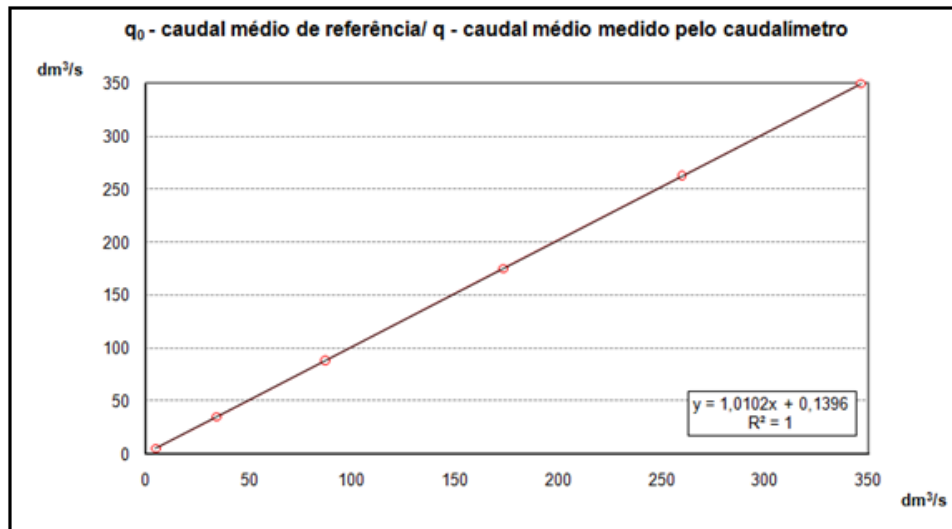


Figura 3.14 – Gráfico relativo à relação entre o caudal medido pelo caudalímetro e o caudal efetivo.

Para que o tratamento dos dados registados pelo caudalímetro seja rigoroso e se tenha a certeza da contribuição que o caudal afluente teve para cada ensaio é necessário ter em conta que o caudal registado pelo caudalímetro não corresponde exatamente ao caudal efetivamente descarregado pela conduta de alimentação, como se pode ver no gráfico da Figura 3.14. É também importante referir que a aquisição dos dados do caudalímetro é feita através de um conjunto de *hardware* e de *software* (descritos posteriormente neste capítulo) que fazem corresponder a cada cauda registado pelo caudalímetro, uma Tensão (V). Assim, o gráfico da Figura 3.15 é determinante para o tratamento dos dados.

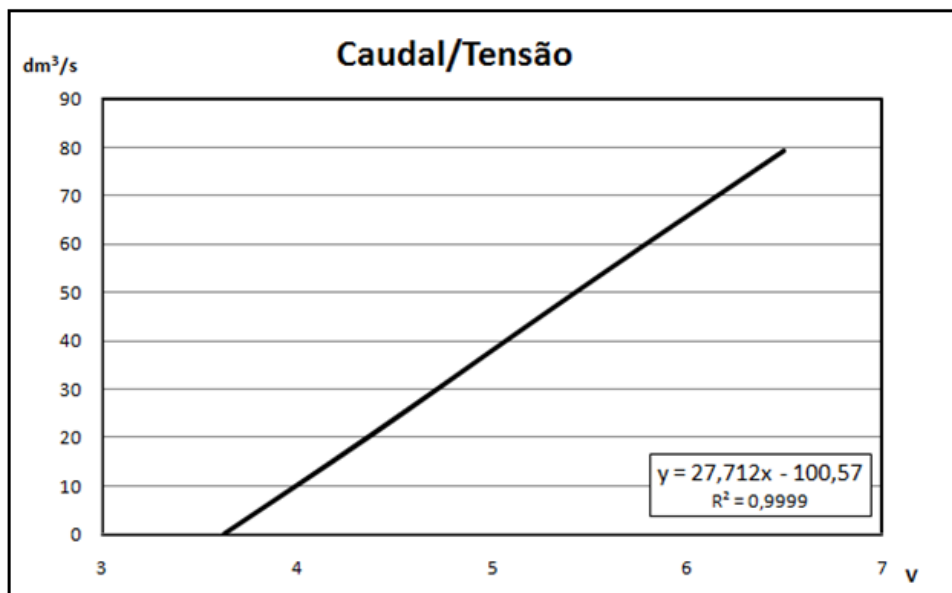


Figura 3.15 – Gráfico da curva de calibração do caudalímetro para a interface de software CatmanEasy e hardware Spider8.

3.4.2.2 Sondas de nível acústicas

As sondas de nível acústicas, representadas na Figura 3.16, utilizam uma frequência específica para determinarem a distância a que se encontra um determinado objeto ou superfície com capacidade de reflexão da frequência emitida pela sonda. As principais características deste sensor são apresentadas

no Quadro 3.6. No caso particular da medição do nível da água na albufeira, onde o escoamento é lento, estas sondas são capazes de medir com grande precisão, devido à constante horizontalidade da linha da superfície livre. Estas sondas têm ainda a vantagem de não estarem submersas. Assim, em zonas do canal onde material se possa acumular, devido ao regime lento do escoamento, não há qualquer tipo de interferência com o escoamento, e, as sondas de nível acústicas, ao contrário de outras sondas de nível, continuam a ler e transmitir dados fidedignos.

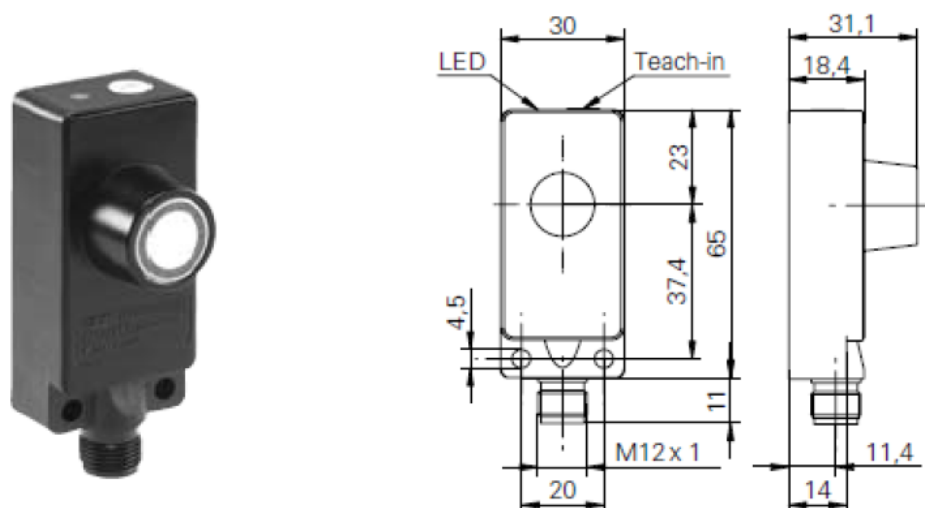


Figura 3.16 – Sondas de nível acústicas UNDK 30 (Baumer 2013).

Quadro 3.6 – Principais características das sondas de nível acústicas UNDK 30 (Baumer 2013).

Sondas de nível acústicas	
Precisão	<0,5 mm
Resolução	< 0,3 mm
Frequência sónica	240 kHz
Amplitude de medição	100 a 1000 mm
Tempo de libertação do sinal sónico	< 80 ms
Tempo de recepção do sinal sónico	< 80 ms
Tensão de saída	0 a 10 V
Corrente de saída	< 20 mA
Tensão de entrada	15 – 30 VDC
Corrente de entrada	35 mA
Temperatura de operação	-10 a +60°C

3.4.2.3 Sondas de nível resistivas

As sondas de nível resistivas (Figura 3.17) são constituídas por dois eléctrodos paralelos de aço inoxidável com um comprimento ajustado às cotas de água existentes no canal de ensaio (Quadro 3.7). O seu funcionamento baseia-se no facto de a condutância entre os eléctrodos ser directamente proporcional ao comprimento mergulhado no fluido (água). Um oscilador alimenta a sonda em tensão alternada constante, pelo que a corrente que a percorre é proporcional à altura do líquido. A tensão continua à saída, proporcional à altura mergulhada no fluido, é proporcionada por um conversor de corrente - tensão, um filtro passa alto e um detector de pico. A caixa que suporta os eléctrodos e permite a ligação a uma régua de hidrómetro de ponta direita tem no seu interior um circuito que suporta as funções electrónicas mencionadas neste parágrafo.



Figura 3.17 – Fotografia de uma das sondas de nível resistivas, desenhadas e produzidas no Centro de Instrumentação Científica do LNEC.

As sondas resistivas compensadas (com electrodo de compensação) permitem eliminar o efeito das variações de condutibilidade e temperatura da água. Esta característica é importante devido à incerteza do tempo de ensaio, sendo que um ensaio de maior duração tem uma maior probabilidade de estratificação da água na albufeira e pode induzir em erro a leitura do nível da água. Estas sondas têm ainda a vantagem de serem concebidas para a medição do nível de fluidos condutores em regime dinâmico, o que lhes permite medir o nível da água com grandes variações de cota em curtos espaços de tempo. Esta característica torna este tipo de sondas ideais para registo das alturas do escoamento na bacia de retenção existente a jusante da barragem de aterro.

Quadro 3.7 – Características das sondas de nível resistivas.

Sondas de nível resistivas	
Histerese	$< \pm 0,5 \text{ mm}$
Resolução	$< 0,1 \text{ mm}$
Resposta em frequência	0 a 10 Hz
Desvio máx. A curto prazo	$< 0,05\% \text{ f.e./ min}$
Desvio méd.a longo prazo	$< 0,04\% \text{ f.e./ h}$
Tensão de saída	$\pm 10 \text{ V}$
Impedância de saída	$< 10 \Omega$
Ganho	Variação contínua de 0 a 5
Ajuste a zero	-11 a +11 V
Alimentação	220 V ($\pm 10\%$) 50/ 60 Hz
Comprimento dos eléctrodos de aço inoxidável	50 cm

3.4.2.4 Limnímetros (indicador de perfil pv-09)

Este tipo de sondas foi inicialmente concebido para a medição dos níveis no fundo em modelos hidráulicos à escala, mas a sua precisão e velocidade de aquisição (Quadro 3.8) faz delas adequadas para a medição de níveis da superfície livre.

Quadro 3.8 – Principais características dos limnímetros indicadores de perfil pv-09 (hydraulics 1994).

Características técnicas do indicador de perfil pv-09	
Profundidade máxima de medição	1080 mm
Profundidade mínima de medição	50 mm
Velocidade máxima de aquisição da vareta	500 mm/s
Distância do fundo á ponta da vareta	5 a 35 mm
Varição mínima detectável	0,2 mm
Amplitude de condutividade	0,05 a 1 mS/cm
Alimentação	24 VAC, 50/60 Hz, 2 A max.
Peso	3,7 kg
Dimensões	190 x 135 x 195 mm
Tensão de saída	0,5 a 9,5 V ($\pm 10\%$)
Resolução	0,01%
Linearidade	0,1%

Os limnímetros medem o nível da água através de uma vareta de ponta fina, acoplada a um mecanismo de guia (Figura 3.18), e um eléctrodo mergulhado no fundo do canal. Ao contrário das outras sondas utilizadas na medição da superfície livre, os limnímetros seguem a variação da coluna de água de uma forma dinâmica, ou seja, a ponta da vareta, ligeiramente mergulhada na superfície livre, lê a informação registada pelo eléctrodo mergulhado e instantaneamente mantém-se à mesma distância relativa, que tinha inicialmente, mesmo para ligeiras variações de cota. Esse movimento da vareta seguindo as informações do eléctrodo é feito pelo mecanismo de guia, o qual, ao posicionar a ponta da vareta, mede a variação métrica feita e em seguida um potenciómetro transforma-a num sinal analógico possível de ler através de um *software* próprio.

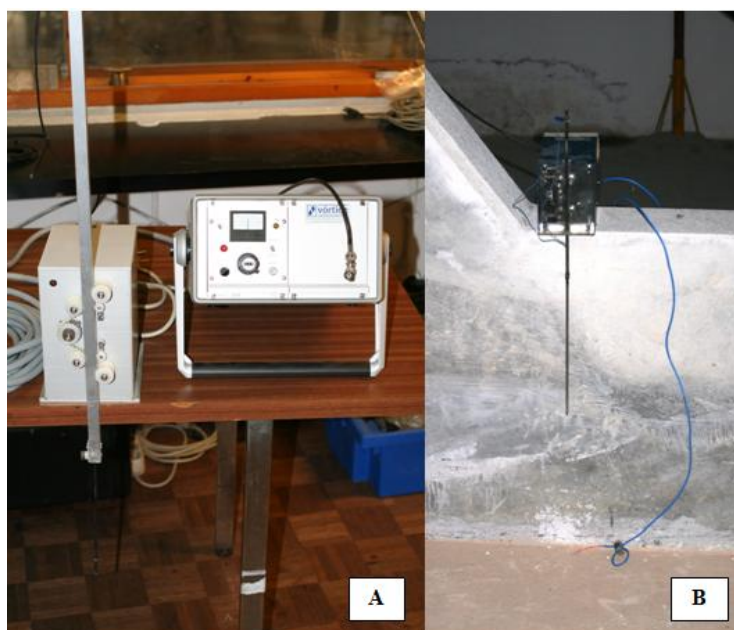


Figura 3.18 – Limnímetros utilizados na medição dos níveis da superfície livre da albufeira. (A) limnómetro e caixa de transferência de sinal; (B) limnómetro colocado na posição de medição (à esquerda do canal, segundo o sentido do escoamento).

3.4.2.5 Sistema de aquisição de dados Spider8

O *hardware Spider8*, quando ligado em paralelo com outros Spider8, permite a aquisição dos dados de um número muito elevado de sondas. No caso particular dos ensaios realizados no canal de rotura de aterros do LNEC, apenas foi necessária a aquisição de dados até oito sondas, incluindo os dados do caudalímetro.

A receção, transformação e leitura dos dados lidos por todas sondas é feito através da caixa transformadora de sinal e pelo Spider8 (Figura 3.19). As diferentes sondas nível, apresentadas anteriormente, estão ligadas à caixa de transformação de sinal onde as informações são devidamente encaminhadas para o hardware Spider8.

Com a utilização deste *hardware* é possível receber e controlar todos os dados das sondas de nível na mesma interface, facilitando a averiguação de falhas ou erros de leitura por parte de alguma sonda.

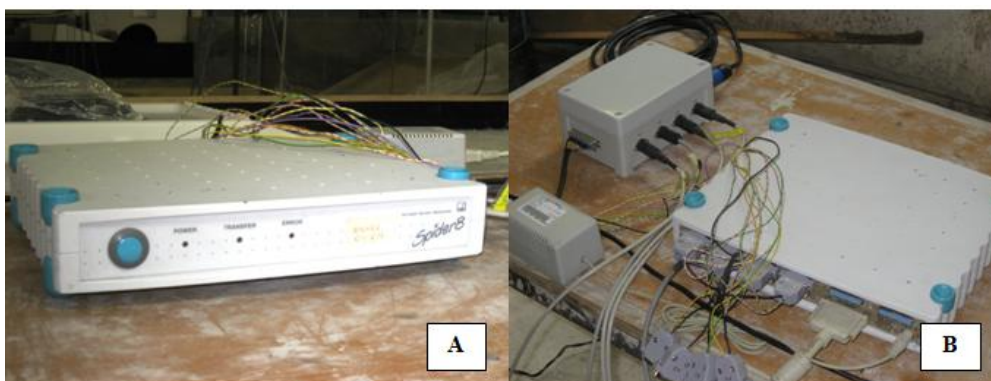


Figura 3.19 – Sistema spider8. Interface indicadora de receção de sinal do Spider8; (B) ligações entre o hardware Spider8 e a caixa transformadora do sinal das sondas.

3.4.2.6 Interface CatmanEasy

O *software Catman easy* é a interface que permite ao operador verificar o estado de aquisição de dados das sondas. Este software tem um papel fundamental em todo o ensaio, sendo que a leitura fidedigna da grande maioria dos dados, utilizados nas estimativas dos caudais afluente e efluente, se baseia na configuração apropriada do Catman easy.

Através da consulta do Quadro 3.6, do Quadro 3.7 e do Quadro 3.8, verifica-se que as tensões de saída de todas as sondas utilizadas variam entre os 0 V e os 10 V. A Figura 3.20 mostra a configuração das sondas utilizadas em um dos ensaios, aplicando a cada um dos canais, de receção de sinal, a indicação das características dos sinais que serão recebidos.

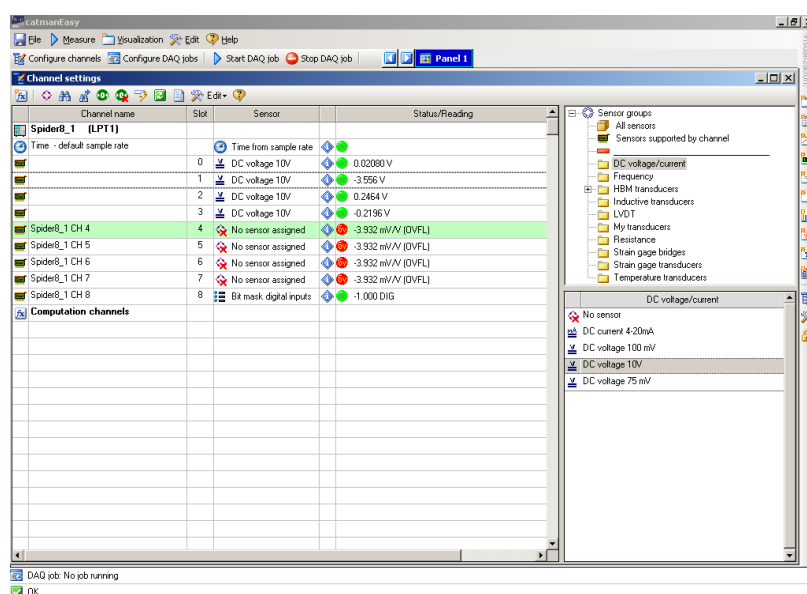


Figura 3.20 – Imagem do painel principal do software Catman easy, utilizado para aquisição e controlo dos dados captados pelas sondas. Exemplo de configuração de sondas.

Um problema comum durante o tratamento dos dados de um ensaio deste tipo é o volume de informação a tratar, não só pela complexidade do tratamento em si, mas também porque a capacidade de extrair informação por parte das sondas é muito grande. Por outro lado, é necessário ter em conta que a variação das cotas de água é de extrema importância e como tal não se deve desprezar a possibilidade de conseguir detetar a variação dos níveis em menos de um segundo. O volume de dados adquiridos pelas sondas de nível também pode ser controlado através deste *software*. Assim, tendo em conta a problemática referida neste parágrafo foi fixada a aquisição de dados com uma frequência de 10 Hertz, ou seja, em cada segundo o software adquire dez cotas medidas pelas sondas.

3.4.3 Sistema de estimativa direta do caudal effluente (2º ensaio)

3.4.3.1 Câmara de alta velocidade (photonfocus)

A câmara fotográfica, de alta velocidade, photonfocus (Figura 3.21) foi utilizada para captar as imagens da evolução da rotura do aterro. Neste caso, o número de *frames*, de alta resolução, que a câmara de alta velocidade consegue captar não é fundamental para uma boa observação da evolução da rotura durante o ensaio. O maior problema dos ensaios realizados residiu nas condições de luminosidade e na quantidade de material em suspensão na água que tornam impossível observar qualquer forma abaixo da superfície livre. Assim, a elevada capacidade de reduzir a exposição à luz (Quadro 3.9), juntamente com o feixe de luz intensa aplicado na zona de rotura (descrito no subcapítulo 3.4.3.8) tornam esta máquina ideal para captar apenas o brilho da luz, refletida nas paredes da zona crítica da brecha.

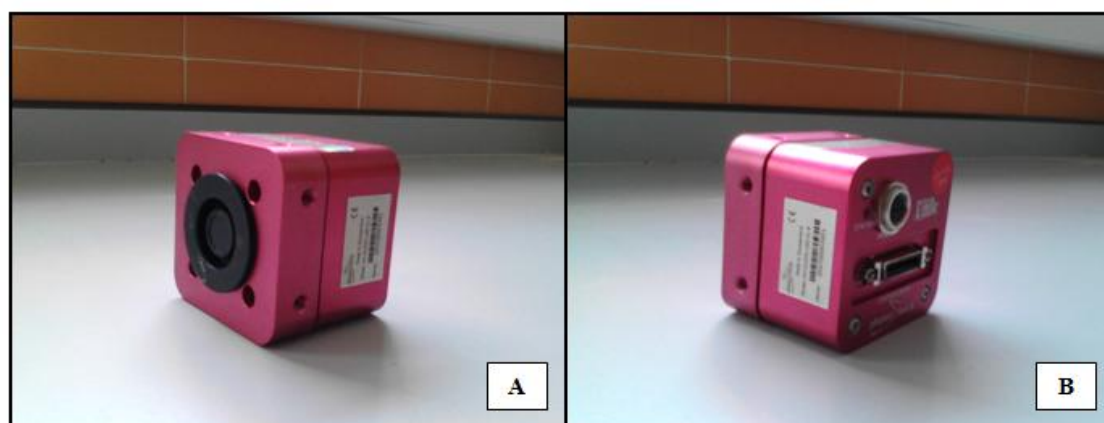


Figura 3.21 – Câmara fotográfica de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (A) fotografia da face de captação de imagem; (B) fotografia da face de conexão e transferência de dados.

Quadro 3.9 – Principais características da câmara de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (photonfocus s.d.).

Características da câmara de alta velocidade Photonfocus MV-1024E-CL	
FPS máximo (resolução máxima)	150fps (1024 x 1024)
Exposição à luz mínima	10µs
Alimentação	12V DC
Temperatura de operação	0°C - +60°C
Dimensões	55 x 55 x 32 mm
Peso	0,2 kg
Software	Streampix
Ficheiros exportados	TIF; BMP; JPG; PNG
Sensor	CMOS
Dimensões do sensor	10,9 x 10,9 mm
Dimensões do pixel	10,6 x 10,6 µm
Dimensões de memória	8 bit; 10 bit; 12 bit (Mono)

No caso das barragens de aterro, a evolução de uma brecha no coroamento é feita de forma regressiva, ou seja, é contrária ao sentido do escoamento. Com a regressão da brecha, a única forma de observar a área erodida pela passagem de água no coroamento, que realmente contribui para uma possível estimativa do caudal na zona fragilizada, é garantida colocando a câmara fotográfica a montante. A posição a montante e a objetiva escolhidas para observação da rotura, tiveram em conta os efeitos de refração da água e a distância da câmara à rotura, respetivamente (Figura 3.22).

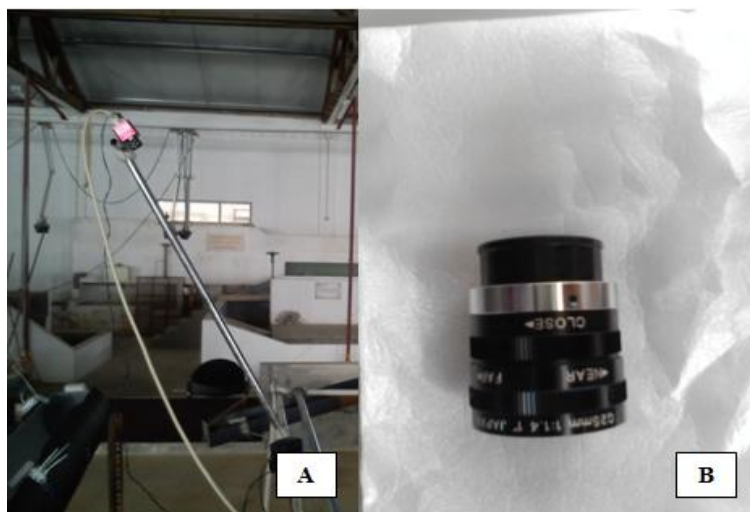


Figura 3.22 – Câmara fotográfica de alta velocidade photonfocus MV-1024E-CL. (A) aspeto da sua colocação a montante da barragem de aterro; (B) objectiva (25mm 1:1.4) incorporada à câmara de alta velocidade utilizada na observação da evolução da rotura.

3.4.3.2 Câmara de alta velocidade (M3)

As câmaras de alta velocidade da Figura 3.21 e da Figura 3.23 têm como objetivo final a combinação das imagens adquiridas para a estimativa, ao longo do tempo, do caudal diretamente descarregado pela brecha (Figura 3.23 e Figura 3.24).

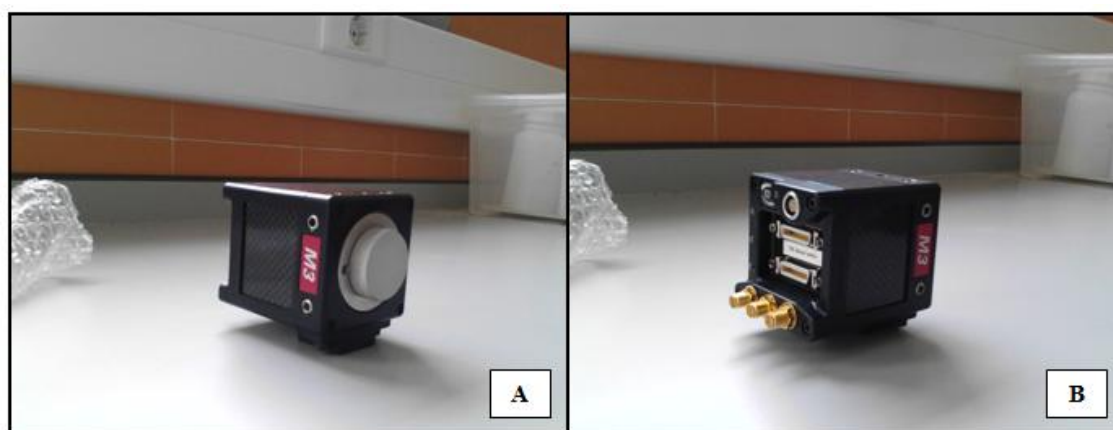


Figura 3.23 – Câmara fotográfica de alta velocidade (IDT M3). (A) fotografia da face de captação de imagem; (B) fotografia da face de conexão e transferência de dados.

Na evolução ao longo do tempo da brecha na rotura por galgamento verifica-se que o material da barragem vai sendo erodido em três direcções. Por esta razão, por um lado tornou-se muito difícil medir a variação da velocidade da água, na zona da brecha de rotura, seja com sondas de nível ou com sondas de medição de velocidades (como os UVP ou o Vectrino); por outro lado esta evolução da

erosão em três direcções condiciona a posição da câmara. A solução para este problema de medição foi encontrada com a colocação da câmara M3, em posição vertical, na zona do coroamento (Figura 3.24 (A)).

As imagens captadas pela câmara fotográfica de alta velocidade colocada no coroamento foram trabalhadas pelo código LSPIV (descrito, mais à frente, no subcapítulo 3.4.3.5) o qual calculou a velocidade e o sentido dos vetores de velocidade da superfície livre. Para que o cálculo seja fidedigno, a câmara colocada no coroamento tem de ter a capacidade de obedecer a alguns parâmetros específicos, como sejam a elevada qualidade de imagem para uma frequência de aquisição de imagem mínima de mil *frames* por segundo, a elevada capacidade de redução da exposição à luz e boa capacidade de correção de vibrações provocadas pelo operador durante o controlo do ensaio (Quadro 3.10).

Quadro 3.10 – Principais características da câmara de alta velocidade M3. (IDT 2013).

Características da câmara de alta velocidade IDT M3	
FPS máximo (resolução máxima)	517fps (1280 x 1024)
Modo Plus (resolução máxima)	1000 fps (1280 x 1024)
FPS máximo (resolução)	31000 fps (1280 x 16)
Exposição à luz mínima	1 μ s
Sensibilidade SAS	3000 ISO Mono; 1000 ISO Cores
Alimentação	Min. 12V; 1 ^a
Temperatura de operação	-40°C - +50°C
Dimensões	55 x 55 x 75 mm
Peso	0,32 kg
Capacidade de choque/ vibração	100G/ 40G
Software	MotionStudio
Ficheiros exportados	TIF; BMP; JPG; PNG; AVI; MPG; TP2; QT H 264
Sensor	CMOS
Dimensões do sensor	15,4 x 12,3 mm
Tamanho da imagem	1,3 megapixels
Dimensões do pixel	12 x 12 μ m
Dimensões de memória	8 bit Mono; 16 bit Cores



Figura 3.24 – Câmara de alta velocidade (IDT M3) utilizada para a captação de imagens no coroamento durante o segundo ensaio. A) Aspecto geral; (B) objectiva (Nikon Sigma 24-70mm 1:2.8) acoplada à câmara.

3.4.3.3 Software MotionStudio

Este software é necessário para controlo e definição da aquisição das imagens captadas pelas câmaras de alta velocidade e posterior tratamento dos dados, tal como no caso da necessidade do hardware Spider8 e do software Catman para registo e visualização dos dados adquiridos pelas sondas de nível.

Assim, O software MotionStudio é o único programa de interface e controlo da câmara IDT M3 disponível (Figura 3.25). Após a aquisição da ligação da câmara específica do programa de interface MotionStudio, é necessário definir as características de gravação e dados apresentados na pasta de leitura da gravação. Este processo revela-se muito importante pelo facto de ser impossível, neste programa, adquirir todas as imagens captadas pela câmara e grava-las apenas no final do ensaio. O tempo de aquisição, máximo, de imagens é de cerca de dois minutos, sendo que o tempo de gravação das mesmas imagens é cerca de duas vezes o tempo de aquisição. Existe, portanto uma incompatibilidade entre o tempo de aquisição e de gravação das imagens captadas pela câmara IDT M3 e o tempo de evolução de uma rotura, o qual pode ser de apenas alguns segundos. Assim, tendo em conta o objetivo de tratamento das imagens no código LSPIV, as imagens foram gravadas em apenas cinco frames com uma frequência de aquisição de cento e cinquenta frames por segundo, o que na realidade permite adquirir cinco frames de alta qualidade de imagem a cada décimo de segundo (Figura 3.27). O número de imagens adquiridas permite ao LSPIV uma correlação de frames, de mínimo movimento, suficiente para poder calcular as velocidades das esferas de poliestireno, ao mesmo tempo que é possível gravar todos os momentos do ensaio de rotura.

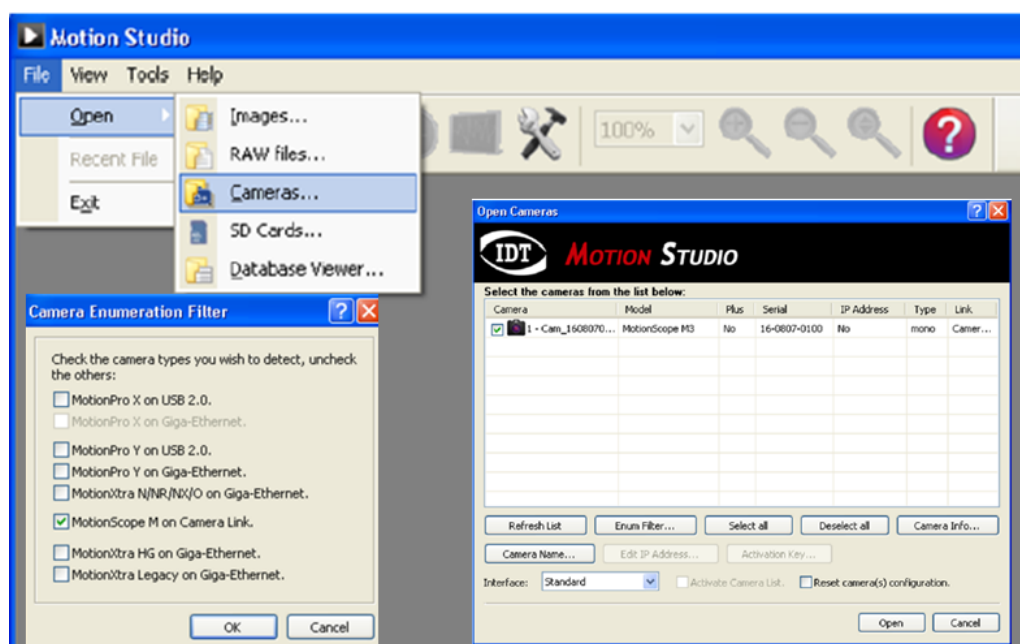


Figura 3.25 – Painel de selecção das câmaras específicas do software MotionStudio.

Como a gravação de cada segundo do ensaio tem forçosamente de ser feita em pastas diferentes por imposição do software, o número de pastas escolhidas foi de aproximadamente seis mil e quinhentas (a Figura 3.26 não tem o número de pastas seleccionadas para o segundo ensaio experimental, pois a imagem escolhida para representação das características diz respeito à calibração da imagem da câmara). Caso os dados temporais de gravação não sejam devidamente seleccionados, o volumoso número de pastas gravadas com imagens da zona do coroamento da barragem pode trazer problemas durante o tratamento de dados, uma vez que é necessário correlacionar as velocidades e os caudais calculados sem que se registem alterações do andamento das curvas (das grandezas mencionadas) durante o decorrer do ensaio.

A capacidade de controlo da luz capturada pela câmara não é apenas um processo mecânico, fechando o obturador da lente acoplada à objetiva da câmara. Assim, o software MotionStudio tem a vantagem e capacidade de o poder fazer em tempo real, durante a calibração da câmara. Este fator de quantidade de luz capturado pelas imagens é muito importante não só pelo facto de a câmara estar situada junto de Ricardo Jorge Lourenço Jónatas

uma fonte luminosa de alta intensidade (laser Quantum Finesse), mas também porque a capacidade de cálculo das velocidades da superfície livre do código LSPIV é diretamente afetada com a capacidade de as imagens adquiridas pela câmara colocada no coroamento distinguirem, com clareza, as esferas de poliestireno expandido da superfície livre da água, sem que o brilho da luz, natural ou dos holofotes, refletida na água possa afetar o cálculo. Para isso foi selecionada, na interface de controlo de imagem, a opção de exposição a mil micro segundos (Figura 3.27).

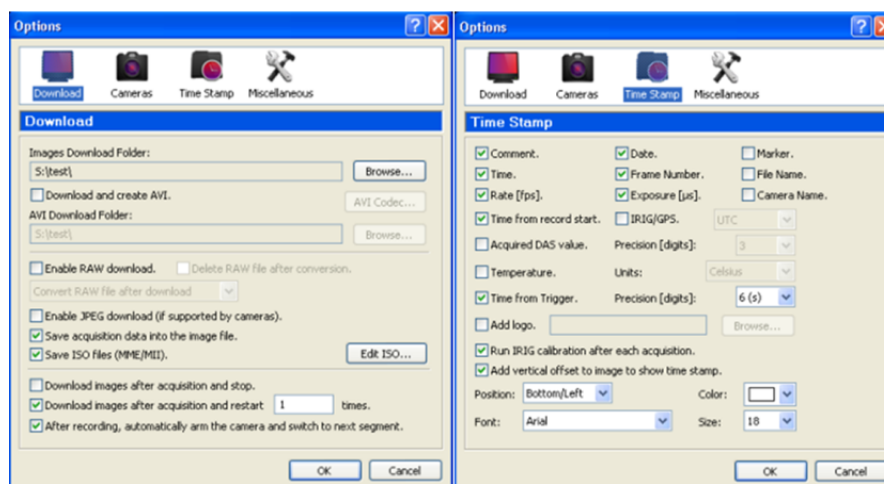


Figura 3.26 – Exemplo das características de gravação e dos ficheiros de leitura da gravação de cada pasta do software MotionStudio.

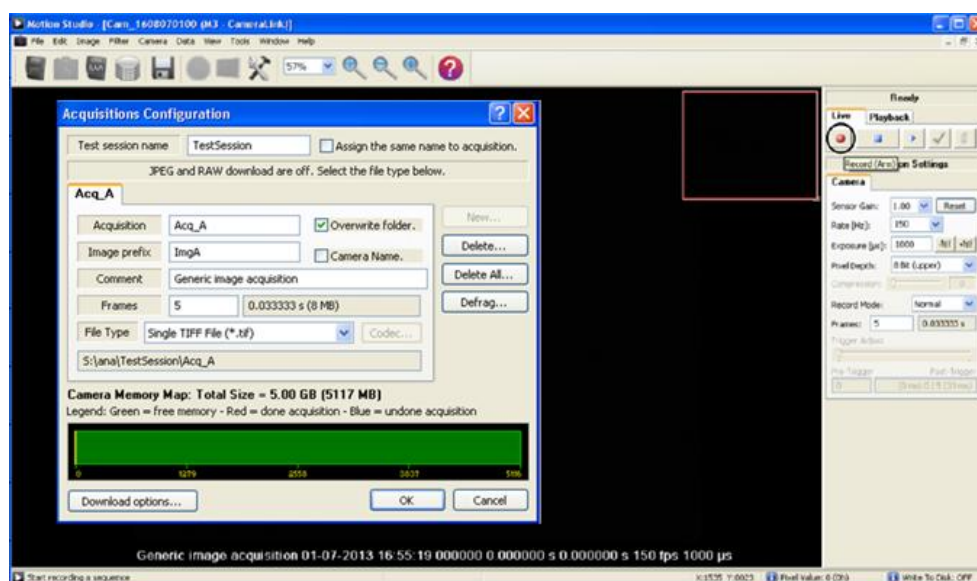


Figura 3.27 – Exemplo das características da aquisição de dados necessários para o correto tratamento de dados do software MotionStudio.

3.4.3.4 Software Streampix

O software de aquisição e controlo das imagens Streampix tem a mesma função do software MotionStudio, mas esta interface de controlo de câmaras é mais abrangente, no que diz respeito aos modelos e marcas de câmaras de alta velocidade disponíveis no mercado. A câmara colocada a montante da barragem é uma das câmaras passíveis de ser controlada por este programa (Figura 3.28).

A aquisição de imagens necessária para o tratamento de dados da câmara photonfocus é de apenas um frame por segundo, o que facilita o processamento e armazenamento das imagens adquiridas, em

comparação com as imagens adquiridas pela câmara colocada no coroamento. No entanto, e apesar do menor peso de informação extraído da câmara photonfocus, este programa foi escolhido pela capacidade de gravação de todo o ensaio em apenas uma pasta e sem perda de informação, como se pode ver na Figura 3.30.

Uma das características comuns aos softwares de controlo e aquisição de imagens de câmaras de alta velocidade é a função de incorporar nas imagens ou num ficheiro o tempo em que cada imagem foi captada. Esta funcionalidade revela-se sempre muito importante quando existem controladores distintos (neste caso, câmaras e sondas de nível) a funcionar simultaneamente. Para que seja mais fácil tratar os dados de forma coerente, o registo dos instantes de tempo associados a cada imagem da câmara photonfocus é feito até aos milissegundos (Figura 3.29).

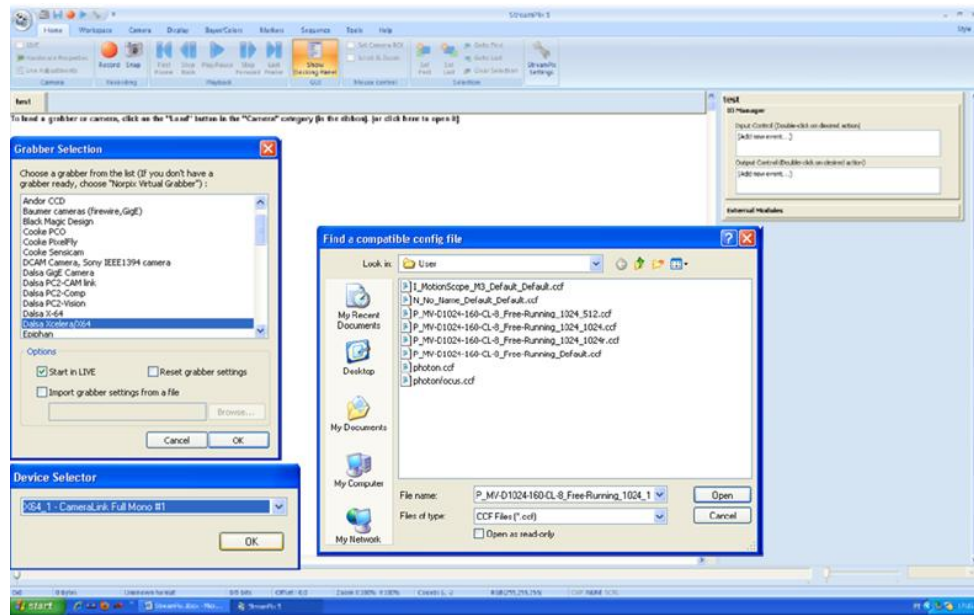


Figura 3.28 - Paineis de selecção das câmaras específicas do software Streampix. A janela *Find a compatible conf .file* mostra alguns dos ficheiros de configuração das câmaras possíveis de exportar da framegrabber ligada à câmara de montante, entre as quais o ficheiro de configuração *photonfocus.ccf*.

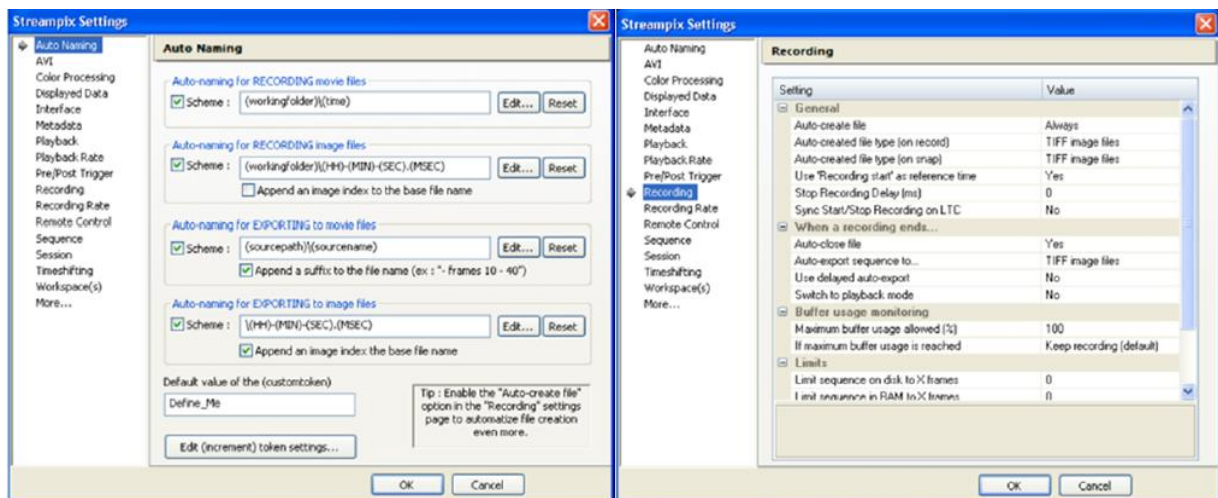


Figura 3.29 – Características de gravação necessárias para a visualização do tempo de ensaio e formato das imagens (fotografias captadas pela câmara photonfocus).

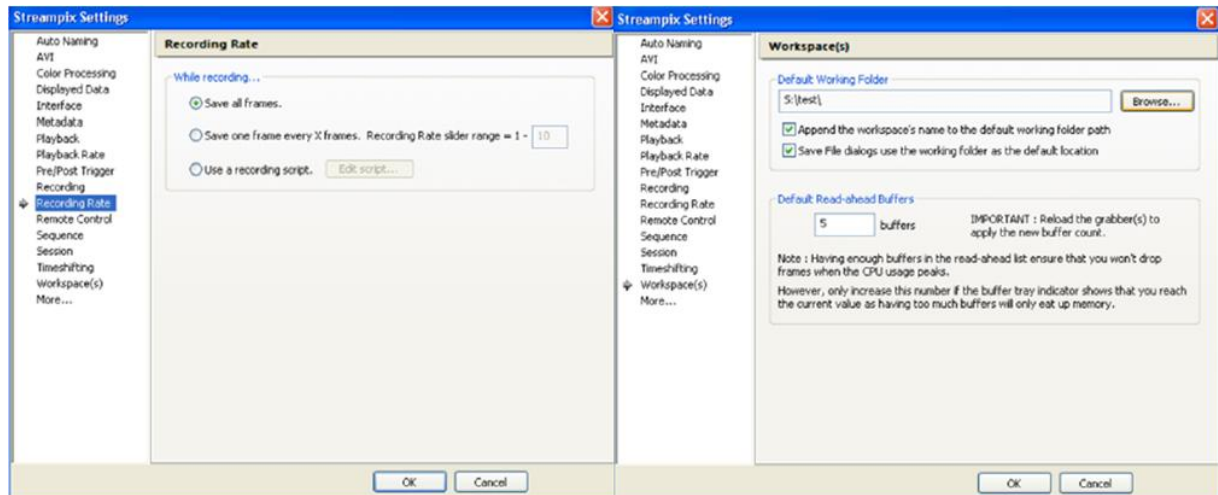


Figura 3.30 – Opções necessárias para a gravação de um frame por segundo e definição do espaço de memória temporário.

3.4.3.5 Software LSPIV

O LSPIV, ou *Large Scale Particle Image Velocity*, é um código Matlab que calcula a velocidade da superfície livre através da análise sequencial de imagens.

Nos subcapítulos 3.4.3.7, 3.4.3.2 e 3.4.3.3, são referidas as estruturas e instrumentação necessárias para o cálculo da velocidade da superfície livre através do código LSPIV. Este código Matlab trata as imagens capturadas pela câmara fotográfica de alta velocidade, reconhecendo em primeiro lugar a dimensão da imagem e em seguida a dimensão de cada pixel da mesma imagem (Quadro 3.10). As dimensões reais, visíveis pelas réguas acopladas ao flutuador, são correlacionadas com as dimensões dos pixéis para que as velocidades calculadas tenham dimensões reais. Depois de reconhecida a imagem, o programa associa-lhe uma matriz e identifica os pontos brancos da imagem (esferas de poliestireno expandido), correlacionando a sua posição na imagem com a posição matricial e construindo a primeira imagem necessária ao cálculo da velocidade da superfície livre da água.

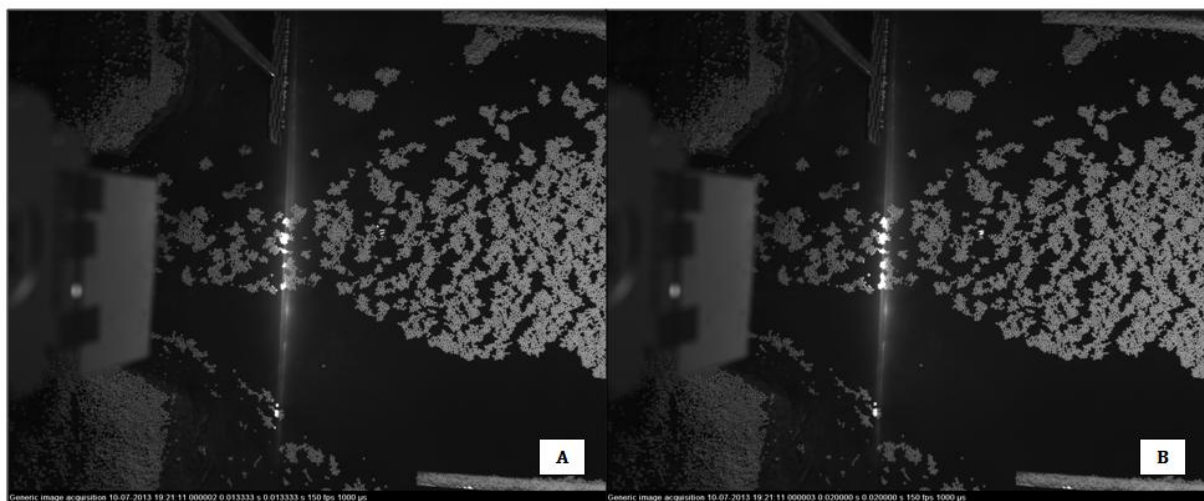


Figura 3.31 – Imagens capturadas pela câmara de alta velocidade IDT M3 42 minutos e 28 segundos após o início do ensaio. As imagens (A) e (B) correspondem aos instantes 0,013(3)s e 0,02s, respetivamente.

A associação dos pontos brancos de uma imagem a uma matriz, por si só, não consegue calcular a velocidade das partículas. A estimativa da velocidade é feita com a correlação entre as cinco imagens sequenciais gravadas a cada décimo de segundo, ou seja, tendo em conta a frequência de aquisição das imagens e por consequência o tempo decorrido entre cada movimento.

Como as velocidades são calculadas segundo duas direções (eixo das abcissas e eixo da ordenadas) é possível, através do LSPIV, saber a velocidade e o sentido do deslocamento de cada esfera flutuadora, desde que a sua correlação posicional entre as imagens não seja inferior a um décimo de pixel. A Figura 3.31 e a Figura 3.32 exemplificam o tratamento de dados feito pelo código Matlab LSPIV.

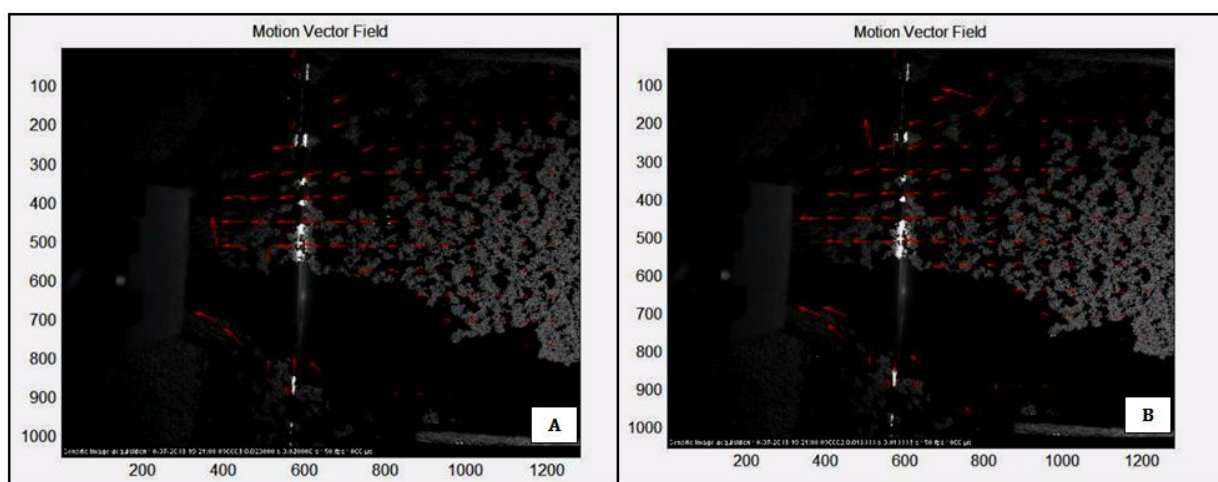


Figura 3.32 – As imagens (A) e (B) correspondem às imagens (A) e (B) da Figura 3.31 após o tratamento de imagens LSPIV.

Cada seta vermelha das imagens da Figura 3.32 corresponde a uma velocidade vetorial calculada pelo LSPIV. Estas velocidades estão dispostas em matriz segundo dois eixos, permitindo, no processo de tratamento dos dados e cálculo direto do caudal efluente, escolher os vetores que, de acordo com a área definida, são indicados para o cálculo.

3.4.3.6 Definição da área de rotura

Descreve-se em particular a metodologia desenvolvida para definir a área de rotura.

Assim, a estimativa do caudal efluente, obtida através de dados retirados diretamente da zona da brecha, pode ser alcançada através da relação entre a velocidade da superfície livre, referida no subcapítulo 3.4.3.5, e a área radial ou transversal da brecha.

Como foi referido no subcapítulo 3.4.3.5, o LSPIV tem a capacidade de distinguir a velocidade de uma partícula segundo a vertical ou horizontal, desta forma a estimativa e cálculo da área a utilizar pode ser transversal, utilizando somente a velocidade segundo um eixo (eixo das abcissas), ou radial, combinado as velocidades segundo os dois eixos (abcissas e ordenadas).

A definição da área, seja transversal ou radial, é feita por recurso ao *software* AutoCAD. A utilização de um programa de análise de imagem, neste caso, não se colocou devido à presença do poliestireno expandido, o qual afeta a análise dos pixels brilhantes que definem a zona de reflexão do laser. Essa zona brilhante é utilizada para a definição da área transversal (Figura 3.33 (B)), delimitando-a e calculando a sua área por comparação e relação com a área da placa colocada junto da brecha e com o índice refração da água (subcapítulo 4.2.6).

A definição da área radial é mais complexa pois exige que o indivíduo que delimita a área tenha conhecimentos específicos e experiência do próprio ensaio. Obriga à observação da abertura junto do coroamento e à observação dos vetores de velocidade calculados pelo LSPIV (Figura 3.33 (A)). Para além da definição do arco, é também necessário definir a altura da coluna de água, a qual é definida do mesmo modo que a delimitação da área transversal. É importante referir que tanto para o sucesso do

cálculo da área transversal como para a área radial, é essencial ter um objeto de dimensões conhecidas na imagem.

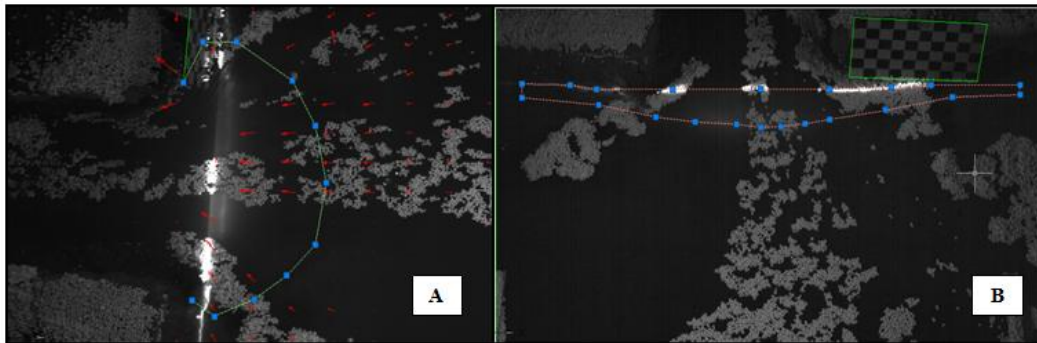


Figura 3.33 – Fotografias trabalhadas em AutoCAD para a definição da área da brecha. (A) fotografia captada pela câmara M3 com vetores de velocidade calculados pelo LSPIV; (B) fotografia captada pela câmara Photonfocus.

3.4.3.7 Dispensador de esferas de poliestireno expandido e flutuador

O sistema dispensador de esferas de poliestireno expandido foi concebido para auxiliar a medição da velocidade da superfície livre pelo código *Large Scale Particle Image Velocity* (LSPIV), descrito no subcapítulo 3.4.3.5, dispensando esferas com diâmetros entre 6mm e 8mm sobre a superfície livre sem perturbação do escoamento junto da brecha. As três estruturas de armazenamento e dispensa das esferas (Figura 3.34 (A) e (B)) estão colocadas a montante da barragem e a sua disposição tem como objetivo cobrir, de poliestireno expandido, a maior área possível da superfície livre junto da brecha.

As estruturas de armazenamento e dispensa, referidas anteriormente, são essencialmente tubos de plástico semi-rígido, com capacidade de aproximadamente cem litros de poliestireno expandido, cortados em meia cana (posição lateral relativamente ao aterro) ou dois terços de cana (posição frontal relativamente ao aterro) e com furações de 10 mm (espaçadas em 20 mm) na base das canas de forma a possibilitar a dispensa das esferas e impedir a colmatagem das furações. O corte específico dos dispensadores lateral e frontal está diretamente relacionado com a possibilidade e impossibilidade de recarregamento durante o ensaio, respetivamente. Como o dispensador frontal está situado na faixa central da albufeira é impossível de alcançar e recarregar sem perturbar o escoamento e consequentemente os dados captados pelas sondas e câmaras. Assim, o seu corte em dois terços de cana confere-lhe maior volume por unidade de área.

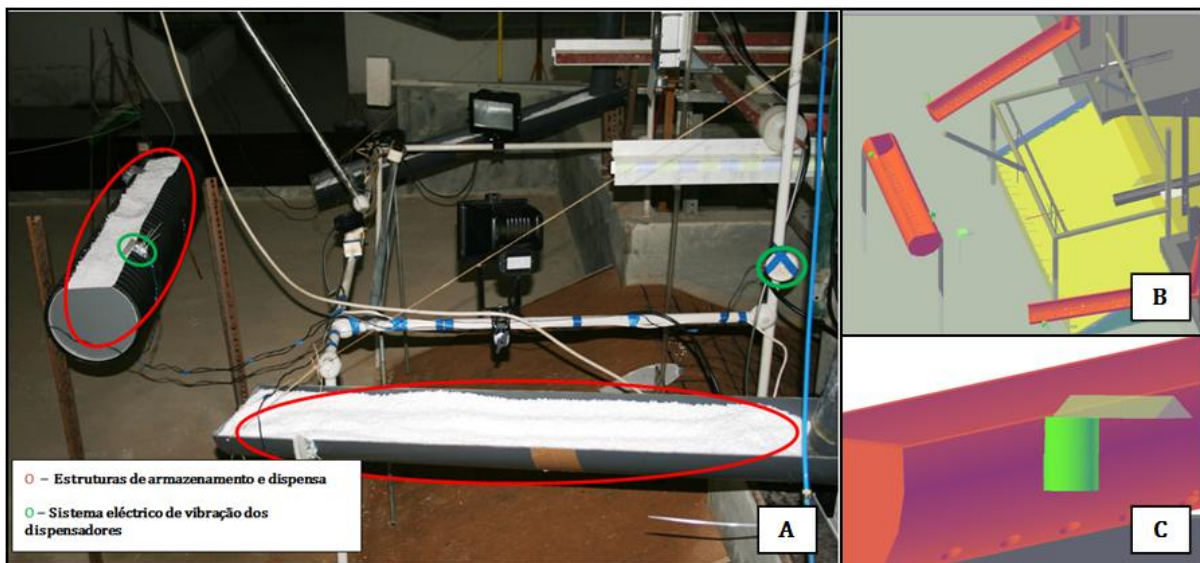


Figura 3.34 – Componentes do sistema dispensador de poliestireno expandido. (A) fotografia das estruturas do canal próximas do aterro, com ênfase em alguns dos componentes dos dispensadores (descritos na legenda); (B) imagem com a representação, a vermelho, dos dispensadores (AutoCAD); (C) imagem com representação, a verde, dos motores com hélice excêntrica acoplados aos dispensadores (AutoCAD).

As esferas de poliestireno expandido utilizadas têm duas características muito importantes para uma boa resposta do LSPIV, causando uma mínima perturbação do escoamento. O contraste entre a cor branca das esferas e o fundo escuro é essencial para o cálculo das velocidades da superfície livre, da mesma forma que a baixa densidade do material que compõe as esferas é fundamental para a sua flutuação e mínima perturbação do escoamento. No entanto esta última característica coloca alguns problemas quando há necessidade de dispensar as partículas sem o auxílio direto de um operador. Assim, o sistema dispensador de poliestireno expandido aproveita a rigidez do material estrutural, acoplando-lhe pequenos motores de 12 V e corrente contínua com uma hélice excêntrica, ligados em série a um interruptor (Figura 3.34 (A) e (C)). A forma das hélices confere instabilidade à rotação do motor e desta forma a estrutura semi-rígida dos dispensadores agita-se e deixa cair as esferas pelas furações durante aproximadamente quinze minutos sem recarregamentos.

Inicialmente concebido para suportar uma sonda UVP, o flutuador foi reutilizado para dar a capacidade, ao LSPIV, de reconhecer as dimensões reais dos pixéis das imagens captadas pela câmara de alta velocidade colocada no coroamento, durante o segundo ensaio.

Para cumprir a sua função sem perturbar o escoamento junto da brecha, o flutuador é constituído por duas réguas distanciadas setenta e um centímetros entre si e duas placas flutuadoras nas extremidades de uma barra de alumínio com dois metros e meio de comprimento (Figura 3.35 (A)). A distância entre as estruturas flutuadoras e própria flutuação de toda a estrutura permite aproximar as réguas da superfície livre sem perturbar o escoamento (Figura 3.35 (B))



Figura 3.35 – Fotografias representativas da estrutura dimensão e função do flutuador. (A) representação da dimensão entre régua e estruturas de flutuação (assinaladas a vermelho); (B) imagem do flutuador no decorrer do ensaio.

3.4.3.8 Laser Quantum finesse

O sistema de iluminação com laser, composto pelos elementos descritos na Figura 3.36, tem a função de fazer incidir um feixe de luz laser com forma triangular sobre as diferentes zonas da brecha ao longo do ensaio de rotura (procedimento descrito no subcapítulo 4.3.2).

Como foi referido anteriormente, a combinação entre a câmara monocromática de alta velocidade e o laser permitiram estimar a área da brecha em diferentes instantes temporais. A câmara de alta velocidade captará o brilho do laser refletido na superfície livre e nas paredes da brecha e posteriormente a análise das imagens permite estimar a área de evolução da brecha, com o auxílio da calibração da câmara colocada a montante (subcapítulo 4.2.6).

A iluminação laser utilizada para a estimativa da evolução da área da brecha é extraordinariamente potente e perigosa, sendo necessários alguns cuidados básicos para assegurar a segurança dos operadores do ensaio de rotura, tais como utilizar óculos de proteção e evitar o contacto direto com o feixe. Os oito Watts de potência do feixe luminoso, concentrados numa área milimétrica, fazem aumentar exponencialmente a temperatura da caixa emissora do laser, chegando facilmente aos quarenta graus Célsius, temperatura que faz desligar automaticamente o laser (Quadro 3.11) e, em consequência, o ensaio de rotura. O sistema de refrigeração (Figura 3.37) é a única forma de manter a temperatura operacional da caixa representada na Figura 3.36 (A). A refrigeração é feita pela entrada de água fria (bombeada à pressão da rede) na serpentina existente no interior da placa refrigeradora, a qual procurando o equilíbrio térmico com o laser acaba por arrefecê-lo. Finalmente, a água quente é extraída para o descarregador lateral esquerdo (no sentido do escoamento), não alterando o volume de água a jusante do aterro. É importante referir que as ligações das mangueiras de entrada e saída de água na placa refrigeradora têm válvulas que impedem o refluxo, mantendo a circulação sempre no mesmo sentido.

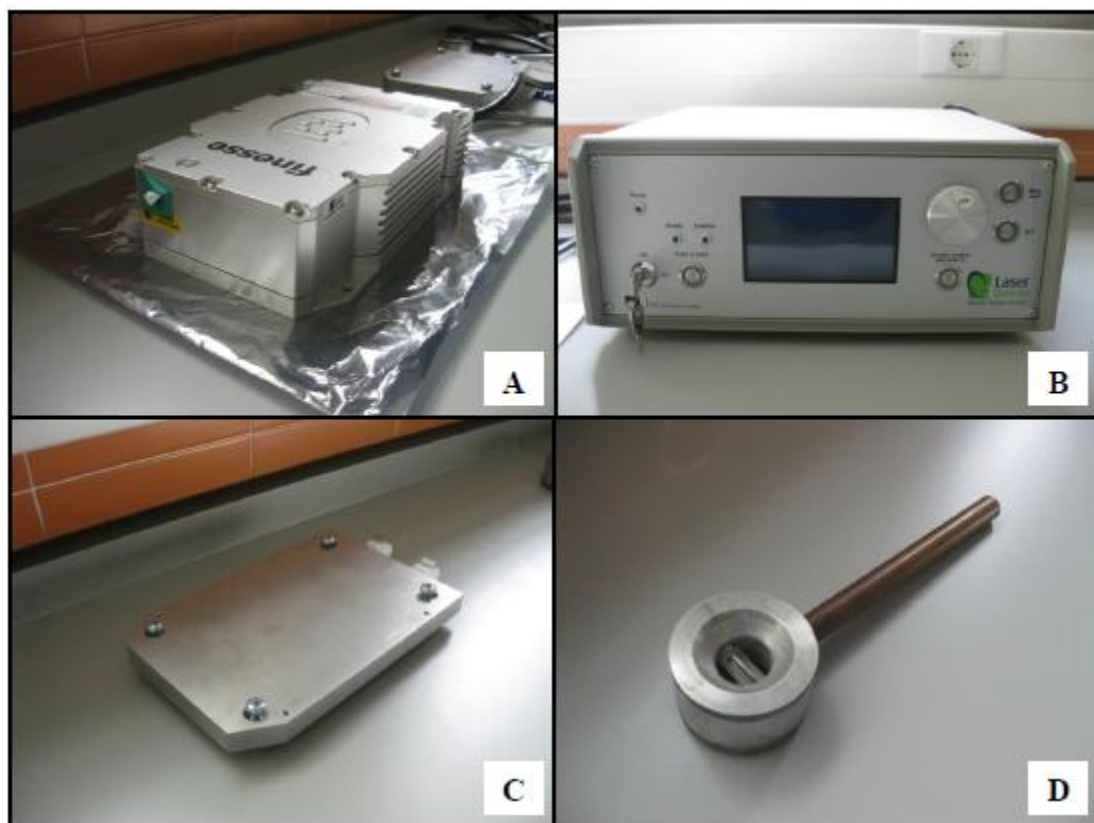


Figura 3.36 – Sistema de iluminação com laser de alta potência. (A) caixa de emissão do laser de alta potência; (B) caixa de controlo do laser; (C) placa de refrigeração do laser; (D) prisma de abertura do feixe de laser.

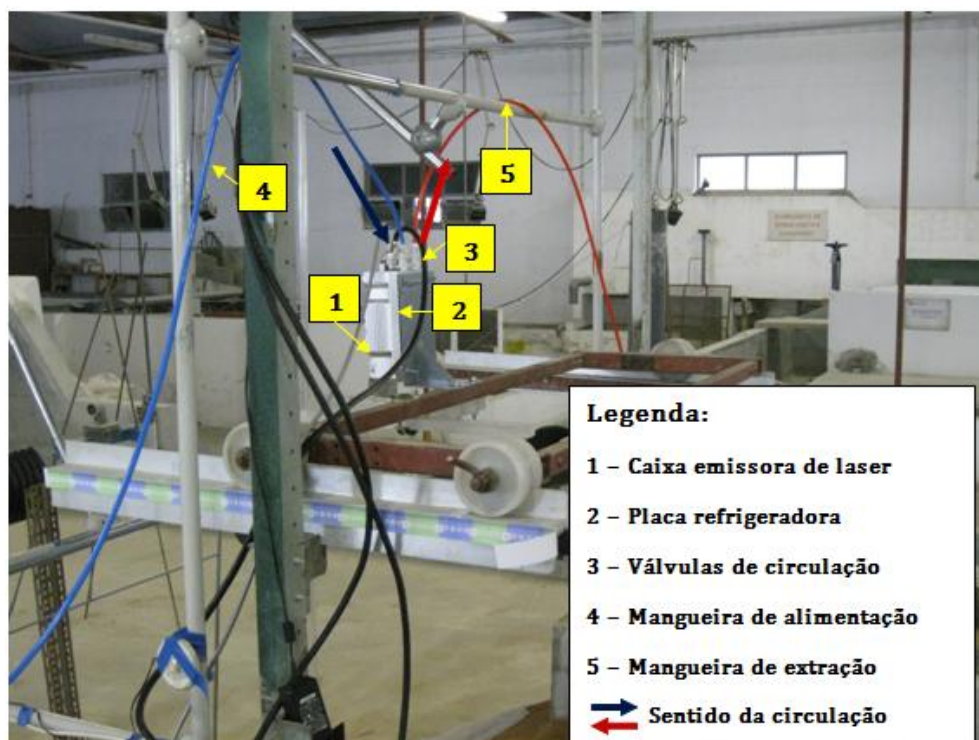


Figura 3.37 – Esquema indicativo dos componentes do sistema de refrigeração do laser

Quadro 3.11 – Principais características do laser Quantum finesse, utilizado para o auxílio da estimativa da evolução da área da brecha (segundo ensaio).

Principais características do laser Quantum Finesse (LaserQuantum Ltd s.d.)	
Potência máxima do feixe	8 W
Comprimento de onda	532 nm
Dimensões do feixe	2,25 mm \pm 0,25 mm
Largura de banda	50 GHz
Divergência	< 0,4 mrad
Rácio de polarização	10 Hz a 100MHz
Direcção da polarização	Horizontal
Ângulo do feixe	1 mrad
Temperatura de operação	25°C a 40°C

3.4.3.9 Câmara digital de video (Sony DCR – SX53E)

As câmaras de vídeo colocadas a jusante do aterro e no coroamento (esta última apenas durante o primeiro ensaio) (Figura 3.38) têm duas funções. A principal função é registar a evolução da rotura da barragem; a segunda função é de registo áudio de todos os acontecimentos durante o ensaio, aspeto que se revela determinante na correlação entre a evolução física da brecha e os dados registados pelas sondas de nível.



Figura 3.38 – Câmara Sony DCR – SX53E. (A) Aspeto da sua colocação na zona do coroamento durante o primeiro ensaio experimental; (B) aspeto da sua colocação a jusante da barragem de aterro durante o segundo ensaio experimental.

O registo vídeo da evolução da brecha a partir do coroamento permitiu compreender a evolução regressiva da rotura (com sentido contrário ao escoamento) e ao mesmo tempo estimar as velocidades da superfície livre. Tal foi conseguido ainda que sem a mesma precisão da câmara M3 (Quadro 3.12), uma vez que o número de imagens captadas por esta câmara não é constante, tornando difícil a estimativa fidedigna das velocidades da superfície livre.

A compreensão da evolução física da rotura da barragem só é possível através da observação das imagens registadas pela câmara de jusante. O registo, em tempo real, da erosão inicial do paramento de jusante, da cedência estrutural do coroamento e do colapso das paredes laterais da brecha, combinadas com a grelha desenhada no paramento de jusante (Figura 4.2 e Figura 4.4), facilitam a compreensão dos fenómenos físicos envolvidos na rotura do aterro, referidas neste parágrafo.

Quadro 3.12 – Principais características da câmara Sony DCR – SX53E

Câmara Sony DCR – SX53E	
Dispositivo de imagem (filme)	16:9 aprox. 490000 pixels
Diâmetro do filtro	30 mm
Distância focal	F1,8 ~ 108 mm
Alimentação	6,8 V/7,2 V
Temperatura de funcionamento	0°C - +40°C
Dimensões	50 x 55 x 103 mm
Peso	0,32 kg

4. Ensaios experimentais

4.1 Processo construtivo dos aterros experimentais

Foram no âmbito do presente estudo construídos dois aterros. O primeiro aterro tem 1,0 m de extensão, 48 cm de altura e 17 cm de largura do coroamento. O paramento de montante apresenta um talude com inclinação a 3H/1V e o de jusante a 2,5H/1V. O segundo aterro tem 1,5 m de extensão, 45 cm de altura e 17 cm de largura do coroamento. O paramento de montante apresenta um talude com inclinação a 2H/1V e o de jusante a 2,5H/1V.

Os aterros experimentais foram construídos com cinco camadas (Figura 4.1), sendo que a construção de cada nova camada sucede a compactação da camada anterior. Durante a construção dos aterros, verificou-se a formação de “*barrigas*” nos paramentos de montante e jusante. Assim, na fase final da construção foi necessário efetuar alguns ajustes. Estes ajustes corresponderam à realização de alguns cortes para nivelamento e homogeneização do declive dos taludes para que as formas dos aterros ensaiados correspondessem às dimensões indicadas na Figura 4.3 e na Figura 4.5.

Segundo os dados que constam da Figura 3.12 e do Quadro 3.5, o grau de compactação dos aterros ensaiados deve, atendendo às condições do canal de ensaio do LNEC e ao tipo do solo utilizado, ser obtido por intermédio de doze pancadas (em cada camada) da placa utilizada no ensaio de compactação realizado com o aterro piloto. No entanto, no intuito de aproximar o grau de compactação do aterro a 95%, o segundo aterro foi compactado com quinze a dezasseis pancadas por camada, enquanto o primeiro aterro foi compactado com apenas quatro pancadas.

A simulação experimental do processo de rotura dos aterros por galgamento implicou fragilizar intencionalmente uma das zonas do coroamento. Assim, foi materializada um pequeno canal piloto no centro do aterro. A Figura 4.2 (B) e a Figura 4.4 (B) mostram as formas iniciais dos canais piloto correspondentes aos dois ensaios de rotura realizados. A geometria e dimensões da forma inicial destes canais pilotos foram diferentes em ambos os ensaios. O canal piloto do primeiro ensaio tem geometria quadrangular com 6 cm de profundidade e 10 cm de largura; O canal piloto do segundo ensaio tem geometria triangular com 2 cm profundidade e uma largura (ao nível do coroamento) de 4 cm.

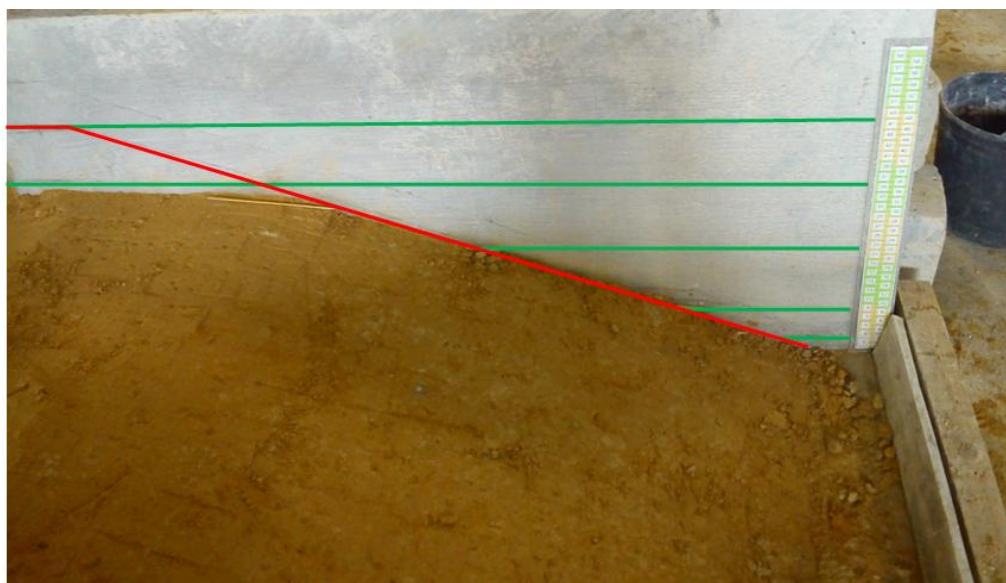


Figura 4.1 – Estado de construção intermédio do aterro. Linha vermelha – limite da superfície do coroamento e do paramento de jusante no final da construção. Linhas verdes – nível das camadas após a compactação da quarta camada.

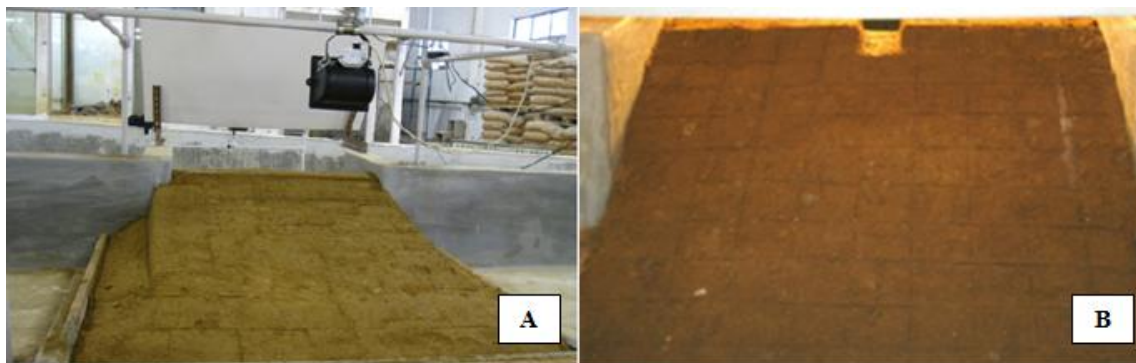


Figura 4.2 – Primeiro aterro experimental ensaiado. (A) paramento de montante; (B) paramento de jusante com representação de quadricula de 10x10cm e do canal piloto no coroamento (brecha).

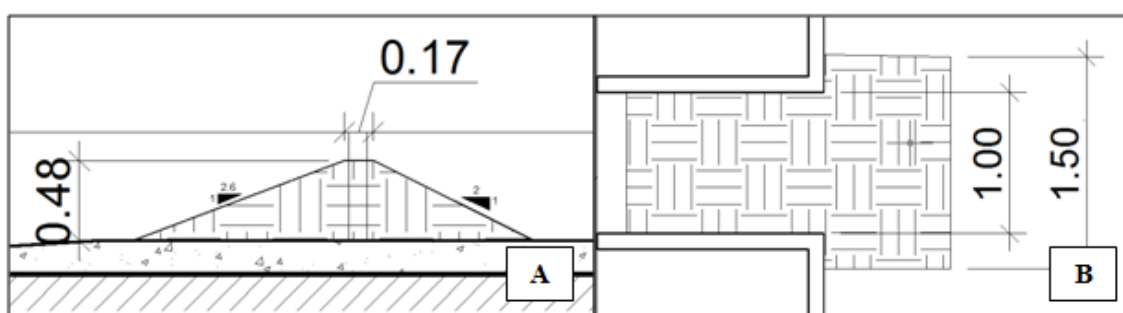


Figura 4.3 – Primeiro aterro experimental ensaiado. Dimensões. (A) vista lateral - $h_{\text{barragem}} = 0,48$ m, $L_{\text{coroamento}} = 0,17$ m, inclinação dos taludes: $i_{\text{jusante}} = 1:2,5$ e $i_{\text{montante}} = 1:3$; (B) vista em planta.

O segundo aterro experimental sofreu algumas alterações geométricas relevantes em relação ao primeiro aterro. O coroamento e o paramento de jusante foram aumentados horizontalmente em 0,5 m enquanto o paramento de montante foi aumentado em 0,6 m. Adicionalmente, durante o processo construtivo também se implementaram duas estruturas de suporte estrutural para as paredes laterais do paramento de montante do aterro (Figura 4.4 (A)). Estas estruturas de suporte, para além de beneficiarem a estabilidade estrutural do aterro a montante, evitam, ao mesmo tempo, que haja influência das paredes laterais nos resultados do caudal efluente.

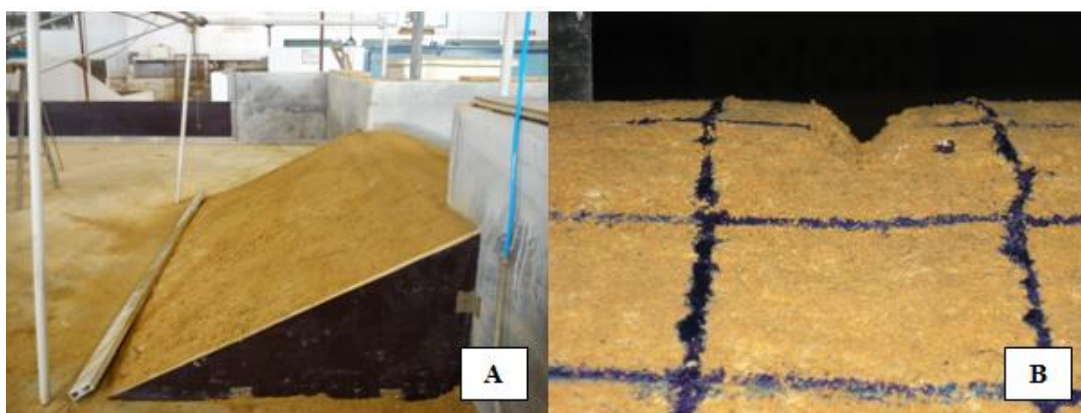


Figura 4.4 – Segundo aterro experimental ensaiado. (A) fotografia do aterro experimental com vista de montante; (B) fotografia tirada a jusante da barragem evidenciando as quadriculas de 10cm por 10cm e com aproximação da zona fragilizada no coroamento (canal piloto).

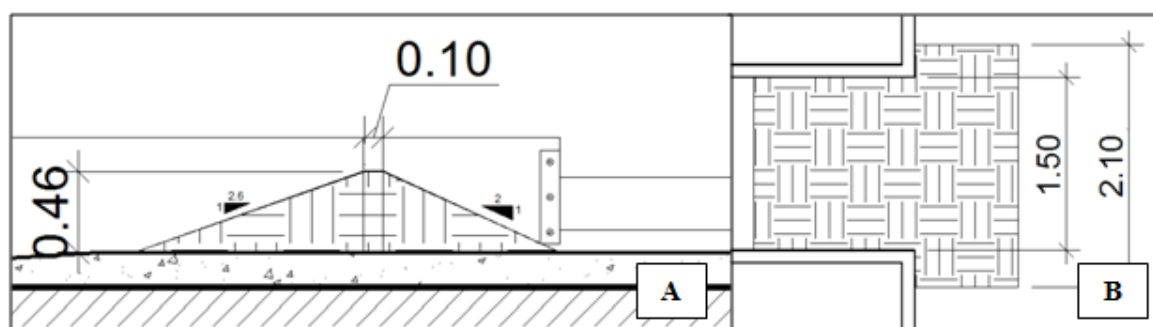


Figura 4.5 – Segundo aterro experimental ensaiado. Dimensões. (A) vista lateral - $h_{\text{barragem}} = 0,46 \text{ m}$, $L_{\text{coroamento}} = 0,1 \text{ m}$, inclinação dos taludes: $i_{\text{jusante}} = 1:2,6$ e $i_{\text{montante}} = 1:2$; (B) vista em planta.

4.2 Procedimentos experimentais antes da realização do ensaio (1ª Fase)

4.2.1 Preparação do ensaio

Os ensaios experimentais realizados foram caracterizados por alguma complexidade que se prende com volume de dados adquiridos, mas sobretudo com a quantidade de instrumentação diversa que foi utilizada. A necessidade de recorrer a vários instrumentos de medição e apoio relacionou-se com a relativa imprevisibilidade do mecanismo de evolução da rotura. Foi necessário realizar uma série de ações previamente à execução do ensaio propriamente dito. Neste contexto, no dia anterior à realização de cada ensaio efetuaram-se sempre as seguintes ações:

- Verificar o nível do depósito de alimentação do canal;
- Certificar se todos os instrumentos de medição estão corretamente ligados aos respetivos dispositivos de aquisição e tratamento de dados;
- Averiguar o estado das ligações de alimentação da instrumentação;
- Colocar os descarregadores laterais na cota pretendida, nivelá-los e estancá-los;
- Nivelar vertical e horizontalmente as sondas de nível resistivas e acústicas, respetivamente.
- Nivelar verticalmente o feixe do laser;
- Nivelar horizontal e verticalmente a câmara colocada no coroamento e a jusante, respetivamente;
- Verificar o nível de água na bacia de retenção, a jusante.

Note-se que os ensaios realizados tiveram dois níveis de complexidade: no primeiro apenas foram medidos os níveis da superfície livre nos locais sinalizados na Figura 3.13 e, no segundo, para além da aquisição dos níveis, também foram captadas imagens digitais. Estas últimas, com o auxílio de ferramentas de pós-processamento de imagem, permitem caracterizar o campo de velocidades da superfície livre na zona do aterro em rotura e a geometria da brecha ao longo do ensaio.

4.2.2 Alimentação da albufeira

Imediatamente antes do enchimento da instalação experimental é necessário colocar uma placa na zona da brecha com a função de impedir a saída de água pela brecha, antes do início do ensaio.

O enchimento da albufeira é feito muito lentamente, com um caudal afluente entre $0,005 \text{ m}^3/\text{s}$ e $0,015 \text{ m}^3/\text{s}$, de forma a evitar danificar o aterro com o próprio enchimento.

Para além da necessidade de alimentar o modelo com caudais reduzidos para encher a albufeira lentamente, este enchimento lento também é necessário para a calibração dos limnímetros que

requerem uma subida lenta dos níveis da superfície livre na albufeira e com constantes interrupções para estabilização desta superfície.

4.2.3 Calibração das sondas acústicas

A calibração das sondas de nível acústicas não é efetuada nos pontos onde estarão posicionadas durante os ensaios. São calibradas, antes de serem instaladas *in situ*, com o auxílio de um papel milimétrico colado a uma superfície plana que permite fixar as distâncias mínima e máxima de funcionamento das sondas com precisão. Na Figura 4.6 exemplifica-se o procedimento de calibração deste tipo de sondas, sendo que o operador posiciona a sonda para que o primeiro ponto de reflexão do sinal, correspondente a 0 V, esteja colocado a 10 cm e que o segundo ponto de reflexão, correspondente a 10V, esteja colocado a 60 cm.



Figura 4.6 – Sondas de nível acústicas. Processo de calibração. (A) definição da distância à sonda correspondente a 0 V (10 cm); (B) definição da distância à sonda correspondente a 10 V (60 cm).

Quadro 4.1 - Exemplo de calibração das sondas acústicas. (sondas calibradas no dia 23/10/2012).

Sensor	Relação entre a distancia ao alvo e a Tensão [m] – [V]	Posição relativamente ao fundo do canal [m]
Sensor 1	0,1 – 0 ; 0,6 – 10	0,66
Sensor 2	0,1 – 0 ; 0,6 – 10	0,67
Sensor 3	0,1 – 0 ; 0,6 – 10	0,66
Sensor 4	0,1 – 0 ; 0,6 – 10	0,68

O facto de as sondas de nível acústicas estarem sempre posicionadas acima da superfície livre faz com que seja relevante registar, com precisão, a distância relativamente ao fundo do canal a que cada sonda se encontra. O Quadro 4.1, mostra que, quando as sondas acústicas iniciarem os registos, a cota da superfície livre já será de aproximadamente sessenta e sete centímetros.

4.2.4 Calibração das sondas resistivas

O grau de precisão da calibração das sondas resistivas é bastante elevado e restringe o erro do operador à sua capacidade de ler, com precisão, uma escala métrica com graduação ao nónio.

A calibração de cada uma das sondas resistivas é feita exatamente no mesmo local onde, durante a rotura do aterro, serão medidas as cotas. Para as sondas colocadas na albufeira é medida a distância entre a base do canal e a extremidade mais próxima da sonda, correspondente à medição de zero na régua de hidrómetro de ponta direita. Relativamente à sonda colocada a jusante não é necessário qualquer tipo de medição prévia à calibração.

A correlação entre tensões medidas pela sonda e a escala métrica é feita subindo ou descendo a régua de hidrómetro (Figura 4.7), registando a amplitude e simultaneamente as tensões registadas pela sonda, através do painel de controlo do CatmanEasy (Figura 4.8).

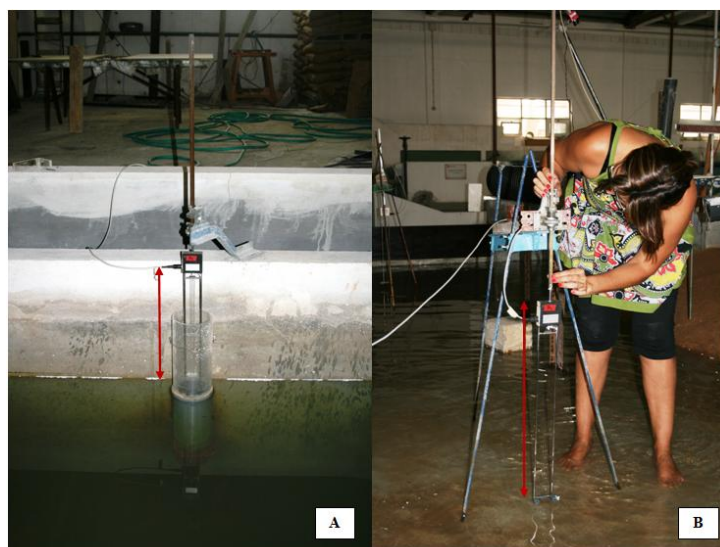


Figura 4.7 – Calibração das sondas resistivas. (A) sonda colocada a jusante do canal experimental; (B) sonda colocada junto ao descarregador lateral direito (segundo o sentido do escoamento).

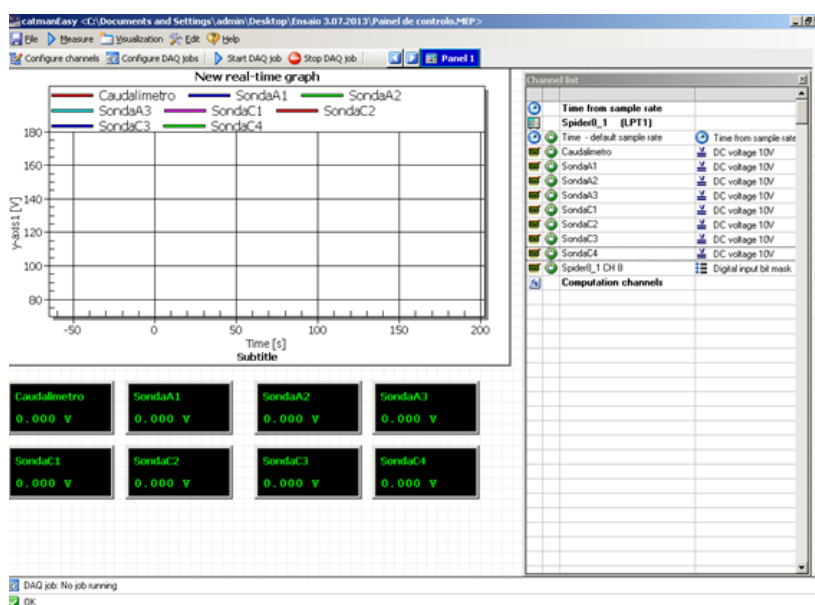


Figura 4.8 – Painel de controlo da aquisição de dados das sondas de nível (CatmanEasy).

Durante o processo de calibração são medidas as tensões em pelo menos três pontos, dependendo da capacidade da régua acoplada à sonda, com amplitudes mínimas de oito centímetros para que qualquer perturbação da superfície livre não afete a medição.

A Figura 4.9 mostra um exemplo de correlação perfeita, que só passível de ser alcançada na sonda colocada na bacia de retenção. Isto deve-se ao facto de não existir qualquer movimento ondulatório na superfície livre, situação que é proporcionada pelo enchimento da bacia. Ainda assim a correlação das tensões e das cotas registadas a montante não deixa de ser bastante boa, permitindo atribuir uma constante de calibração (para o tratamento posterior dos dados) calculada pela equação (4.1), onde **a** e **b** correspondem, respetivamente, aos pontos menor cota e maior cota).

$$k = \frac{a[L] - b[L]}{|a[V] - b[V]|} \quad (4.1)$$

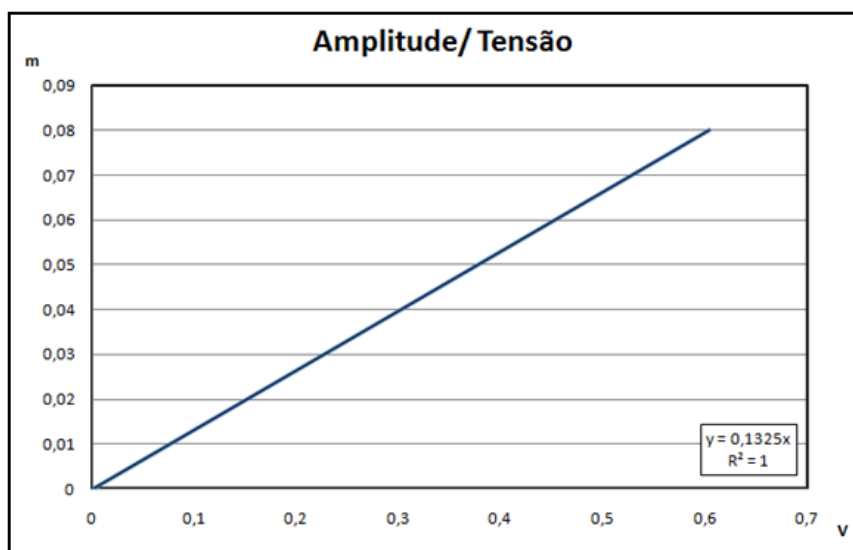


Figura 4.9 - Curva de calibração da sonda resistiva colocada na bacia de retenção, a jusante da barragem de aterro.

4.2.5 Calibração dos limnímetros

O processo de calibração dos limnímetros é muito semelhante ao processo de calibração das sondas resistivas, no entanto, existem alguns procedimentos que diferem as suas calibrações. Este tipo de medidores de nível exige algumas atenções prévias à própria calibração, tais como a escolha do tipo de ensaio, escolha do tipo de operação (local) e finalmente é sempre necessário verificar a calibração da vara, assegurando que o seu movimento métrico corresponde à variação de nível do eléctrodo mergulhado.

Depois de seleccionados os modos de ensaio e calibrada a vara, é possível calibrar com exatidão os limnímetros. A calibração é feita utilizando o enchimento da albufeira (subcapítulo 4.2.2), interrompendo a alimentação a cada dois centímetros com uma amplitude total de vinte e cinco centímetros. A cada interrupção do processo de enchimento da zona de montante do canal são registadas, pelo operador, a cota e a correspondente tensão (CatmanEasy) de saída do limnómetro (Figura 4.10). Tal como nas sondas resistivas é possível aferir quanto à validade da calibração através do gráfico traçado com os diferentes pontos registados durante a calibração (Figura 4.11).

Como se pode ver na Figura 4.11, a calibração dos limnímetros é extraordinariamente precisa, mesmo com natural oscilação da superfície livre, a qual foi reduzida ao máximo com a interrupção periódica do enchimento da instalação experimental.

O tratamento dos dados do limnómetro direito (segundo o sentido do escoamento) foi feito recorrendo à equação linear da recta do gráfico que consta da Figura 4.11.

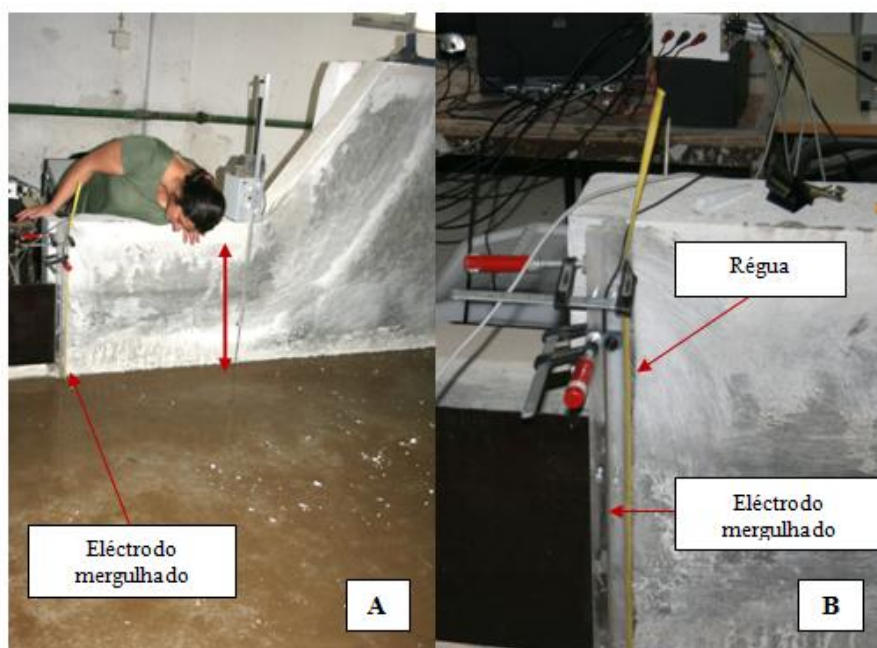


Figura 4.10 – Fotografias indicadoras do processo de calibração. (A) controlo do nível da albufeira por parte do operador; (B) instrumentos de medição e auxílio à calibração.

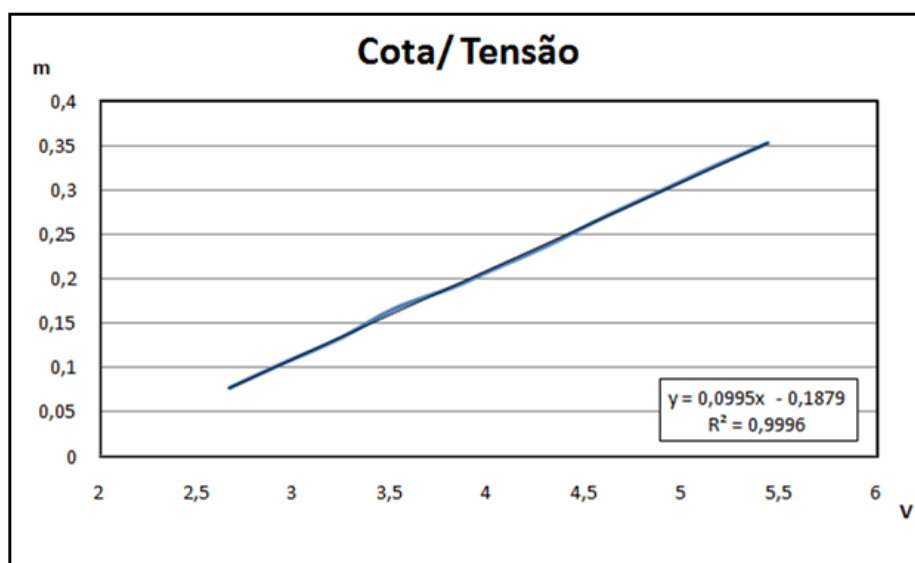


Figura 4.11 – Curva de calibração do limnímetro colocado junto à parede lateral direita da instalação experimental.

4.2.6 Calibração da câmara de montante

As fotografias representadas na Figura 4.12 foram captadas para que, no momento de tratamento das imagens, seja possível estimar a evolução da abertura da brecha. No subcapítulo 3.4.3.1 explica-se que é possível constatar que o posicionamento da câmara colocada a montante não obedece a um nível vertical ou horizontal, simplesmente porque a posição oblíqua, neste caso experimental, é a ideal para observar a “folha” de laser que atravessa a água. O ângulo da câmara em relação ao coroamento e o efeito de refração da água estão interligados, sendo que estas variáveis tornam o cálculo geométrico da real dimensão do laser incidente na água bastante difícil.

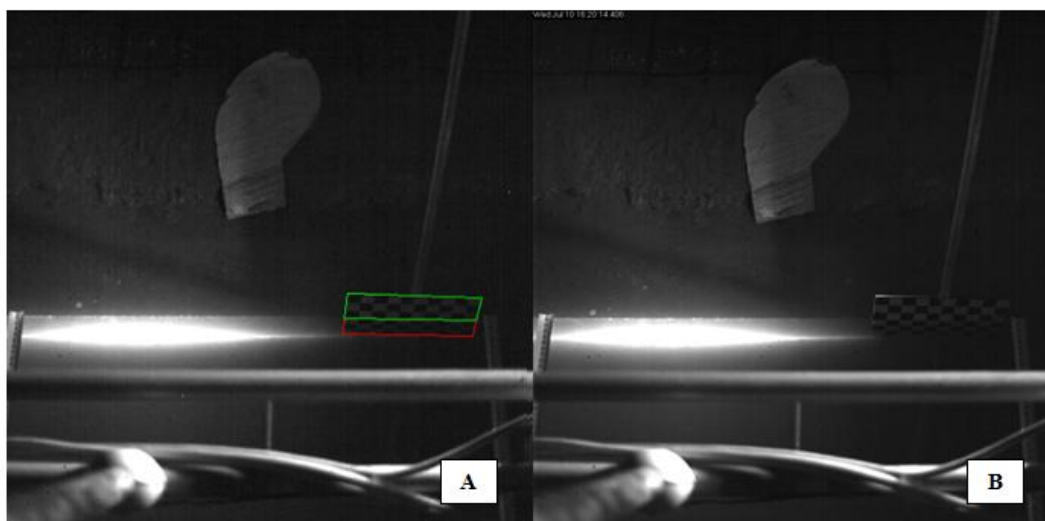


Figura 4.12 – Calibração da câmara Photonfocus. (A) fotografia trabalhada em AutoCAD onde foram medidas as áreas da placa emersa (verde) e submersa (vermelho); (B) fotografia da placa de calibração a quinze centímetros do coroamento.

Para facilitar a estimativa da evolução da área da brecha foi utilizada uma placa de vinte centímetros por doze, com um padrão xadrez de quadrículas de dois centímetros por dois (Figura 4.13). A placa foi colocada sobre a linha do laser, refletida na superfície livre mergulhada e em seguida foi submersa metade da sua área. Como a placa tem uma dimensão conhecida e está submersa pela metade, é possível ver qual o efeito da refração sobre as dimensões da placa, fazendo corresponder à área da secção submersa a secção não submersa. A ação final de dimensionamento está representada na Figura 4.12 e diz respeito à captura de imagens da placa (trabalhadas em AutoCAD) para o cálculo do índice de refração.



Figura 4.13 – Dimensões da placa utilizada para estimar a evolução da brecha.

A Figura 4.12 (A) mostra a placa de calibração torneada por linhas verdes (placa emersa) e linhas vermelhas (placa submersa), a relação entre as duas áreas calculadas em AutoCAD e o facto de a placa ter uma dimensão conhecida, permitiram estimar o índice de refração da água (para as condições do ensaio) em 1,5, ou seja, muito próximo do índice de refração teórico de 1,3.

4.2.7 Calibração da câmara do coroamento

Apesar da complexidade do sistema para o qual a câmara IDT M3, colocada no coroamento, foi instalada, a calibração das imagens captadas por este dispositivo é bastante simples.

Como durante a rotura do aterro não é possível proceder à reorientação da posição espacial da câmara ou ao ajuste da sua focagem, sob o risco de invalidar os dados, é imperativo fazer os ajustes de focagem, orientação e luminosidade, antes do início da rotura.

A calibração das imagens adquiridas pela câmara tem como finalidade obter imagens com as características da imagem representada na Figura 4.14, onde é possível observar a graduação das régua acopladas ao flutuador e as esferas de poliestireno expandido, sem que exista reflexo de luz na água. Os cuidados a ter com a luz estão relacionados com a colocação da câmara. Assim, estando esta imediatamente acima do laser de alta potência, é necessário fechar, ao nível máximo, o obturador da lente Nikon Sigma e adicionar dois holofotes de 220W de potência com luz a incidir indiretamente sobre a superfície livre (Figura 4.15) de forma a impedir o máximo de absorção de luz proveniente do laser e ao mesmo tempo permitir a observação das régua e das esferas flutuadoras.

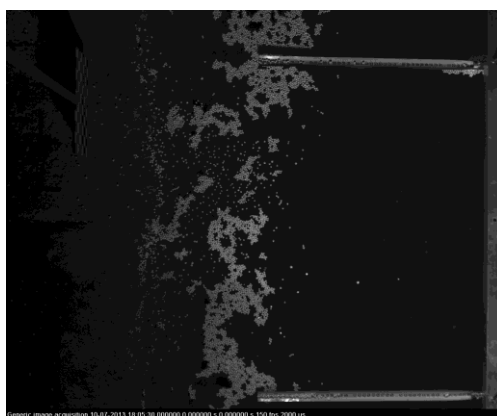


Figura 4.14 – Imagem de calibração da câmara colocada no coroamento.



Figura 4.15 – Fotografia da instrumentação e estruturas do canal, junto do aterro, com especial destaque (segundo as setas) para os holofotes de iluminação indireta.

4.2.8 Preparação do laser

A correta colocação do feixe de laser é de extrema importância para uma estimativa fidedigna da área da brecha. O posicionamento do feixe de laser é feito ajustando o ângulo do prisma (Figura 3.36 (D)) de modo a que o feixe, se incidente sobre o coroamento, seja distribuído de forma homogênea e paralela às linhas horizontais desenhadas no coroamento e na face de jusante da barragem de aterro (Figura 4.16).

A potência de saída do feixe é regulada segundo a luminosidade captada pelas câmaras, sendo que no caso específico do segundo ensaio, a luminosidade ideal foi alcançada com 3 W de potência.

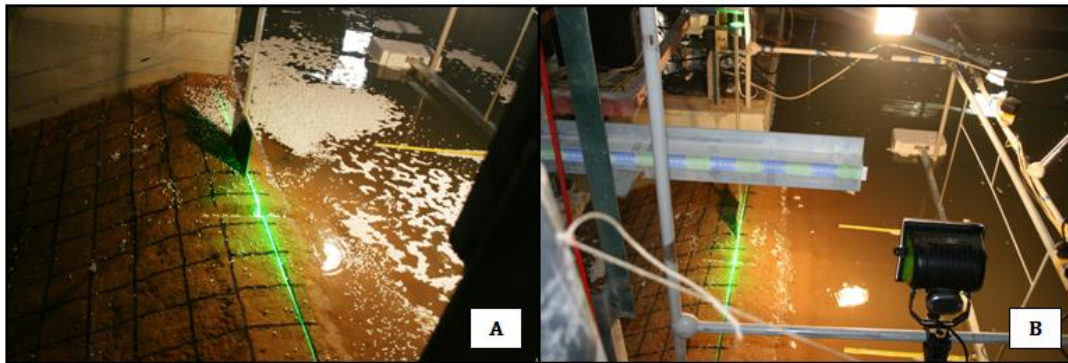


Figura 4.16 – Procedimento de preparação do laser. (A) ajuste da distribuição homogeneizada, do feixe de laser, por todo o coroamento; (B) posicionamento do feixe de laser, paralelo às linhas horizontais do coroamento.

4.3 Procedimentos experimentais durante realização dos ensaios (2ª Fase)

4.3.1 Sinalização dos momentos do ensaio

A sinalização de todos os momentos do ensaio é importante para a sincronização dos dados durante o seu tratamento. Como é impossível iniciar a aquisição de dados das sondas no mesmo instante das câmaras de alta velocidade e da câmara de vídeo a jusante, a aquisição de toda a instrumentação foi iniciada antes da marcação do instante inicial. A marcação física do instante inicial é necessária devida à impossibilidade de sincronização temporal entre os diferentes computadores e a câmara de jusante.

A marcação do instante inicial foi feita através da colocação de um objeto (régua) na zona fragilizada do coroamento. Como é possível observar na Figura 4.17, todas as câmaras utilizadas para o registo de dados e informações válidas de sincronização conseguem captar as imagens da colocação da régua e o momento em que esta é retirada. É precisamente esse instante, também registado no *software* CatmanEasy, que marca o início do ensaio de rotura. Assim, apesar dos diferentes tempos de aquisição é possível sincronizar os dados obtidos.

Como foi referido no parágrafo anterior, é impossível correlacionar o tempo de aquisição de toda a instrumentação. A marcação do momento inicial do ensaio é fundamental para eliminar esse fator de erro, no entanto durante o ensaio são feitas alterações do caudal afluente que, apesar de registadas pelo CatmanEasy, não são registadas pelas câmaras. Para facilitar a correlação dos momentos registados, são feitas marcações intermédias com o mesmo objeto que marcou o momento inicial, passando-o junto da brecha sempre que se altera o caudal afluente (Figura 4.18).

O objetivo dos ensaios é estudar os fenómenos ocorridos durante a rotura, por galgamento, de uma barragem de aterro, assim sendo o ensaio é dado por terminado quando o coroamento desaparece na totalidade, como mostra a Figura 4.19.

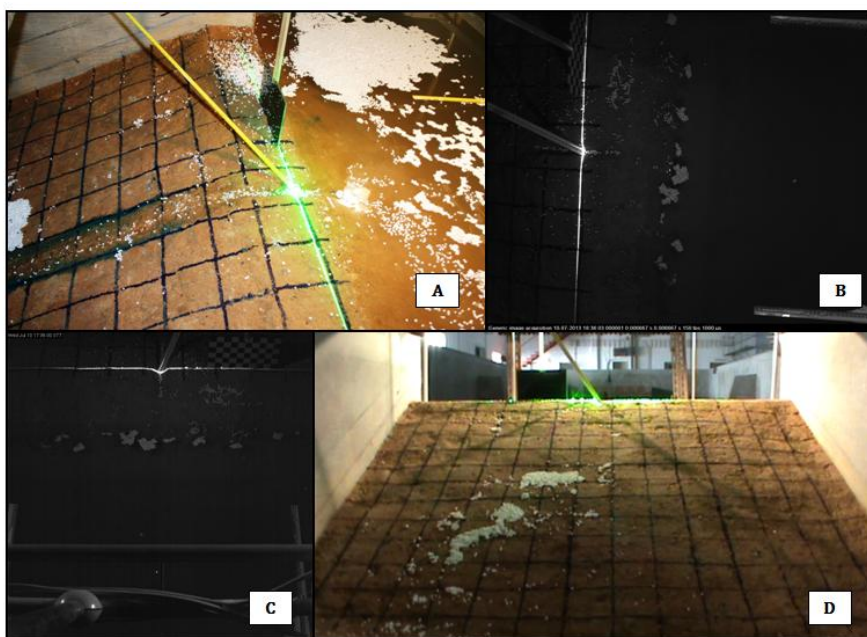


Figura 4.17 – Fotografias da marcação do início do ensaio. (A) fotografia tirada a jusante pela câmara móvel; (B) fotografia tirada na zona do coroamento pela câmara IDT M3; (C) fotografia tirada a montante pela câmara photonfocus; (D) imagem do video captado a jusante pela câmara Sony DCR – SX53R.

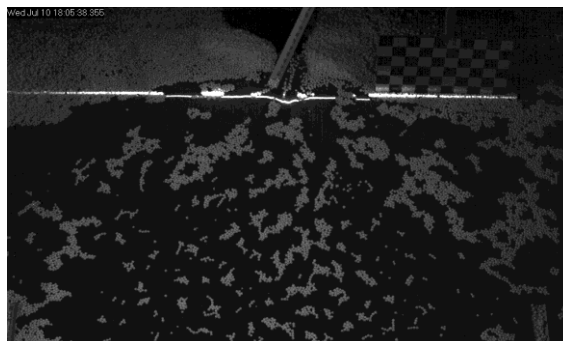


Figura 4.18 – Exemplo de sinalização intermédia, correspondente ao tempo de ensaio (30m:02s).

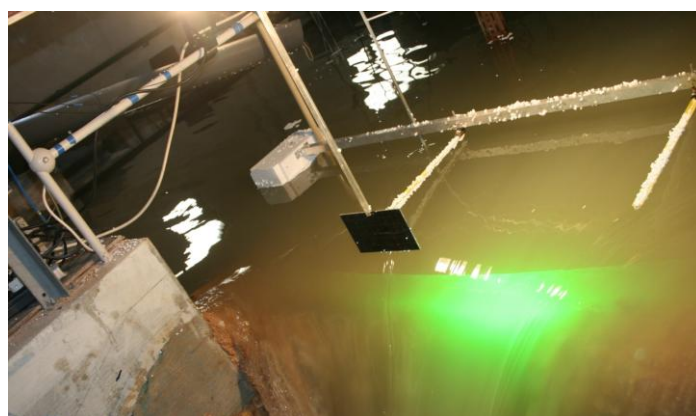


Figura 4.19 – Momento físico, da rotura da barragem de aterro, que marca o final do ensaio experimental.

4.3.2 Controlo do laser

A necessidade de manter o feixe de laser numa zona que permita estimar a evolução da área de rotura, faz com que seja necessário seguir a regressão da zona crítica da brecha. Essa tentativa de posicionamento ótimo é feita, como mostra a Figura 4.20, pelo operador, movimentando o carrinho de suporte das estruturas do laser segundo um eixo. Esse movimento é feito com base na avaliação das imagens recolhidas, em tempo real, pela câmara de alta velocidade colocada a montante.

A evolução regressiva da brecha é contínua, permitindo manter o feixe de laser na mesma posição durante alguns minutos. Sempre que o operador movimenta o carrinho de suporte do laser é captada uma imagem da posição de repouso (sendo captada em primeiro lugar uma imagem da posição inicial), como mostra a (Figura 4.21).



Figura 4.20 – Imagens do processo de controlo do laser. (A) interação, controlada pelo operador, entre a posição do laser e as imagens pretendidas (visualizadas no monitor evidenciado a amarelo); (B) movimento do laser; (C) e (D) exemplo de imagens utilizadas pelo operador para posicionar o feixe de laser na zona pretendida.

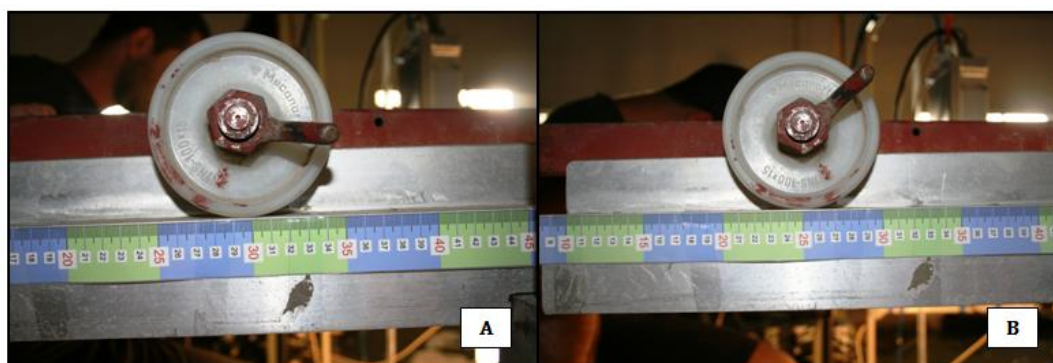


Figura 4.21 – Exemplo de fotografias das posições de repouso do carrinho de suporte do laser. (A) Posição inicial do ensaio; (B) segunda posição de repouso (após o primeiro movimento).

4.3.3 Controlo do caudal afluente

O controlo do caudal afluente é feito pela coordenação entre o operador do laser (junto da barragem) e o operador da válvula de controlo da alimentação do canal. O volume de água da albufeira permite uma descarga através da brecha sem variações de cota da albufeira muito significativas, no entanto sempre que o nível da superfície livre se altera por uma abertura repentina da brecha é necessário aumentar o caudal para manter o nível da albufeira constante. Esta forma de controlo do nível da albufeira está sujeita a erros e pode originar o galgamento do aterro em zonas que não a zona fragilizada (Figura 4.22 (C)). Nesta situação específica, o caudal de alimentação da instalação experimental é reduzido ou cessado.

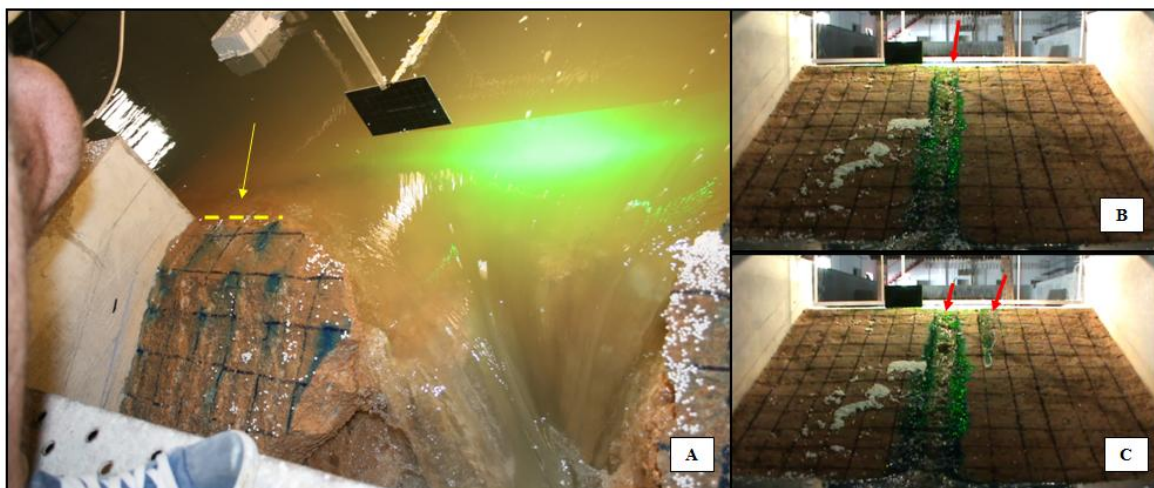


Figura 4.22 – Imagens exemplificativas do controlo do nível da albufeira. (A) imagem do nível ideal da cota da albufeira junto do coroamento (a linha amarela a tracejado mostra a fronteira entre a água e o coroamento); (B) imagem da perspetiva de jusante para a cota ideal da albufeira; (C) imagem da perspetiva de jusante de uma cota excessiva da albufeira.

5. Discussão dos resultados experimentais

5.1 Introdução

A discussão dos resultados experimentais é apresentada em três subcapítulos principais: “*Primeiro ensaio*”, “*Segundo ensaio*” e “*Comparação entre os hidrogramas efluentes (primeiro e segundo ensaios)*”.

O primeiro subcapítulo, “*Primeiro ensaio*”, analisa e discute a os principais fenómenos hidráulicos decorrentes da evolução da brecha, assim como as estimativas indiretas do caudal efluente (balanço de massa da albufeira e curva de vazão do descarregador de jusante). No segundo subcapítulo, “*Segundo ensaio*”, as análises e discussões têm como base os mesmos fenómenos e estimativas, relativamente ao primeiro subcapítulo, acrescentando a estimativa direta do caudal efluente (estimativa da velocidade da superfície livre e da área radial da brecha), a qual foi possível obter através da aplicação dos diferentes sistemas desenvolvidos e referidos no subcapítulo 3.4.3. O subcapítulo final, “*Comparação entre os hidrogramas efluentes (primeiro e segundo ensaios)*”, compara e discute os hidrogramas efluentes obtidos através das estimativas de caudal efluente.

5.2 Primeiro ensaio

5.2.1 Estimativa do caudal efluente

Um dos objetivos do estudo de rotura de barragens de aterro é a caracterização do hidrograma de cheia, através da estimativa do caudal efluente. Para o primeiro ensaio de rotura foi estimado o caudal efluente a partir de dois métodos de medição indireta. Os dois métodos de cálculo são descritos nos subcapítulos seguintes.

5.2.1.1 Estimativa indireta (descarregador de jusante)

A primeira estimativa indireta, abordada neste capítulo, é a estimativa do caudal efluente a partir da curva de vazão (Figura B 7), previamente calibrada, do descarregador localizado mais a jusante na instalação experimental, mais precisamente no final da bacia de retenção de sedimentos.

Neste caso específico, convertendo os níveis de água adquiridos pela sonda resistiva colocada na bacia de retenção (Figura 5.1) ao longo do tempo de ensaio em cargas hidráulicas sobre a crista do descarregador, consegue-se estimar o caudal efluente desta bacia por recurso à curva de vazão deste descarregador (note-se que esta curva é conhecida e foi previamente calibrada) - na Figura 5.2.

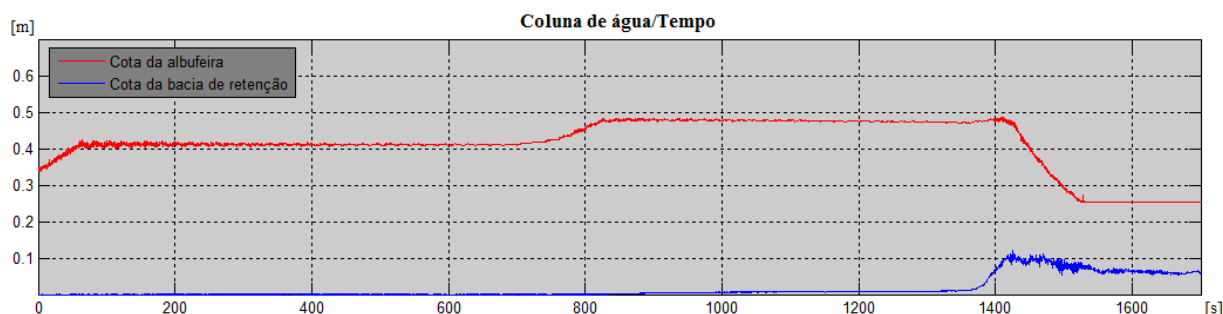


Figura 5.1 – Primeiro ensaio. Gráfico dos níveis de água registados pelas sondas. (Linha vermelha) nível de água na albufeira; (Linha azul) carga hidráulica sobre a crista do descarregador da bacia de retenção.

Comparando as curvas da Figura 5.1 e da Figura 5.2, pode observar-se que um ligeiro aumento de caudal afluente à albufeira se repercute rapidamente na do nível de água na albufeira. O controlo do nível de cota da albufeira foi efetuado com sucesso, no entanto, é possível desde já observar que para Ricardo Jorge Lourenço Jónatas

manter a cota da albufeira minimamente nivelada durante a rotura, o caudal afluyente foi mais de duas vezes superior ao caudal afluyente utilizado para fazer subir o nível da albufeira cerca de dez centímetros.

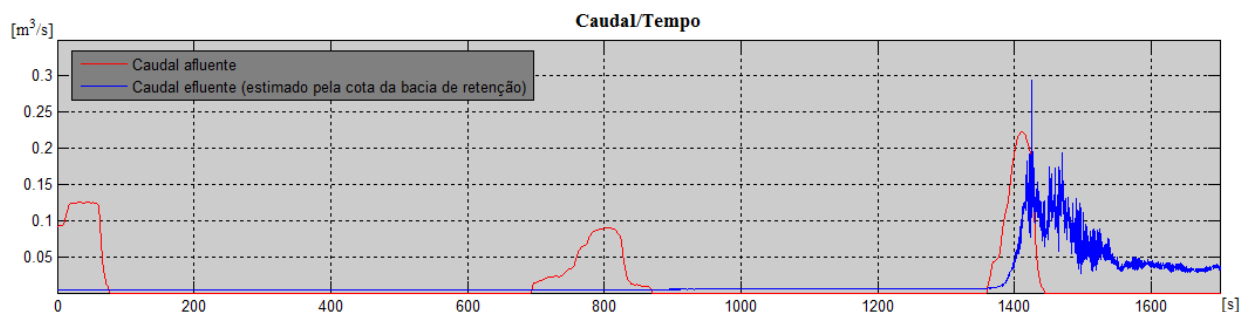


Figura 5.2 – Primeiro ensaio. Gráfico dos caudais afluyente e efluyente à albufeira. (Linha vermelha) caudal afluyente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linha azul) caudal efluyente da rotura (obtido por estimativa indireta).

Qualquer estimativa do caudal efluyente, por si só, não é passível de grande discussão. Para aferir quanto à sua validade ou comportamento é necessário compará-la com outra estimativa obtida por um método distinto. No entanto, individualmente pode-se tecer algumas considerações quanto a cada estimativa efetuada por métodos indiretos. Relativamente à estimativa indireta do caudal apresentada na Figura 5.3 verifica-se um desfaseamento entre o caudal afluyente e o caudal efluyente estimado indiretamente pela curva de vazão do descarregador de jusante, podendo ser justificado por uma perda de carga proporcionada pela geometria aberta da zona a jusante da barragem de aterro. Na Figura 5.3 pode observar-se ainda um grande “ruído” na estimativa do caudal efluyente, facto este que se deve à natural agitação do escoamento no interior da bacia de retenção de sedimentos. Ainda assim é claramente possível distinguir dois picos de caudal efluyente entre os 1400 e os 1500 segundos do ensaio.

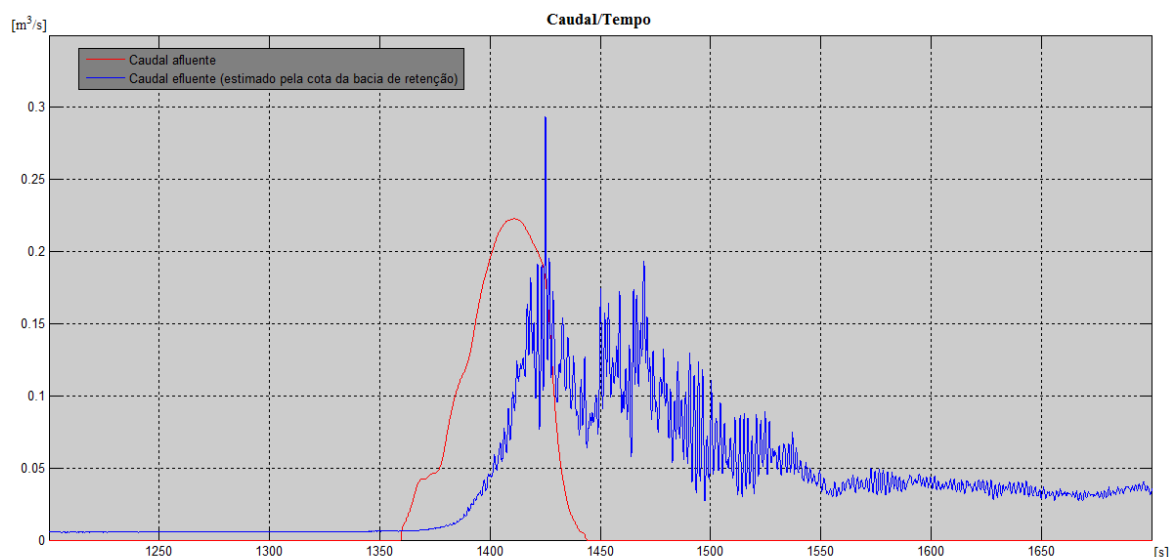


Figura 5.3 – Primeiro ensaio. Gráfico aproximado dos caudais efluyente e afluyente. (Linha azul) caudal efluyente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linha vermelha) caudal afluyente à albufeira (dados de caudal obtidos por registo direto no caudalímetro).

5.2.1.2 Estimativa indireta (balanço de massa da albufera)

A estimativa indireta do caudal efluente através do balanço de massa da albufera é feito tendo em conta a equação (2.9), referida no subcapítulo 2.4.4. Para isso foi utilizada uma rotina Matlab capaz de definir polígonos de voronoi a partir dos pontos de coordenadas especificados para cada sonda (Figura 5.4). A variação do volume necessária para o cálculo do balanço de massa é obtida através do volume específico de cada polígono de voronoi, em cada instante, obtido através das variações de nível registados pelas sondas e da área de influência confinada à estrutura da instalação (Figura 5.5).

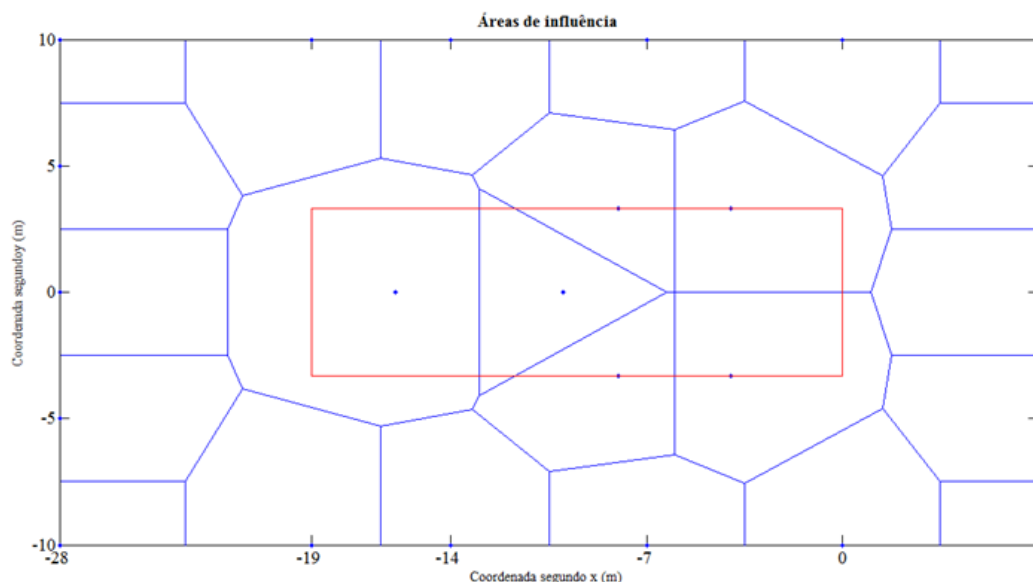


Figura 5.4 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo das áreas de influência das sondas de nível colocadas a montante da barragem (polígonos de voronoi). O ponto (0,0) corresponde ao centro do coroamento.

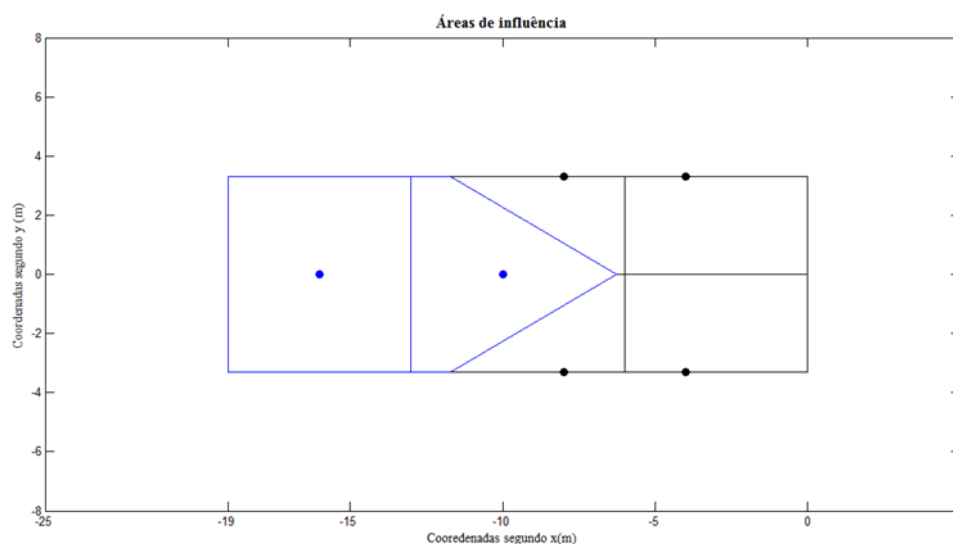


Figura 5.5 – Primeiro ensaio. Áreas de influência efetivas de cada sonda. As sondas representadas a preto correspondem às sondas acústicas e as sondas representadas a azul correspondem às sondas resistivas. As linhas com as cores, preto e azul, dizem respeito ao limite das áreas de influência de cada sonda (fazendo-se corresponder a cor).

O cálculo do caudal efluente, neste caso, é feito através do balanço de massa da albufeira. De uma forma simples, este balanço de massa estima o caudal efluente da brecha através da diferença existente entre o caudal afluente à albufeira e a variação do seu volume ou nível de água (uma vez que a área é constante). Como se pode ver na Figura 5.6, o caudal efluente está representado por duas curvas distintas. Cada uma destas curvas corresponde a estimativas do caudal efluente da brecha calculado com base num balanço de massas na albufeira obtido com dois tipos de média dos níveis de água registados pelas sondas, média ponderada e média simples.

Observa-se portanto que as estimativas do caudal efluente da brecha obtidas com o balanço de massa com médias ponderadas ou médias simples têm o mesmo andamento.

Avaliando a Figura 5.6 constata-se que existem caudais efluentes negativos durante o enchimento do canal, mas tratam-se apenas de picos decorrentes da sensibilidade das sondas, sendo que a média dos caudais se mantém sempre nula. A análise dos caudais efluentes estimados pelo balanço de massa mostra ainda que a evolução do caudal efluente até ao pico do hidrograma de cheia é coincidente, no mesmo instante, com o aumento do caudal afluente, sendo que no instante em que a curva do caudal afluente entra em fase descendente, o caudal efluente mantém o crescimento e atinge um caudal de pico com cerca de $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

No entanto, tal como já referido anteriormente, relativamente à interpretação da estimativa do caudal efluente através da curva de vazão do descarregador de jusante da instalação, só é possível aferir quanto à validade das estimativas de caudal efluente com base num balanço de massa na albufeira quando se pode comparar com uma estimativa de caudal obtida por um método distinto.

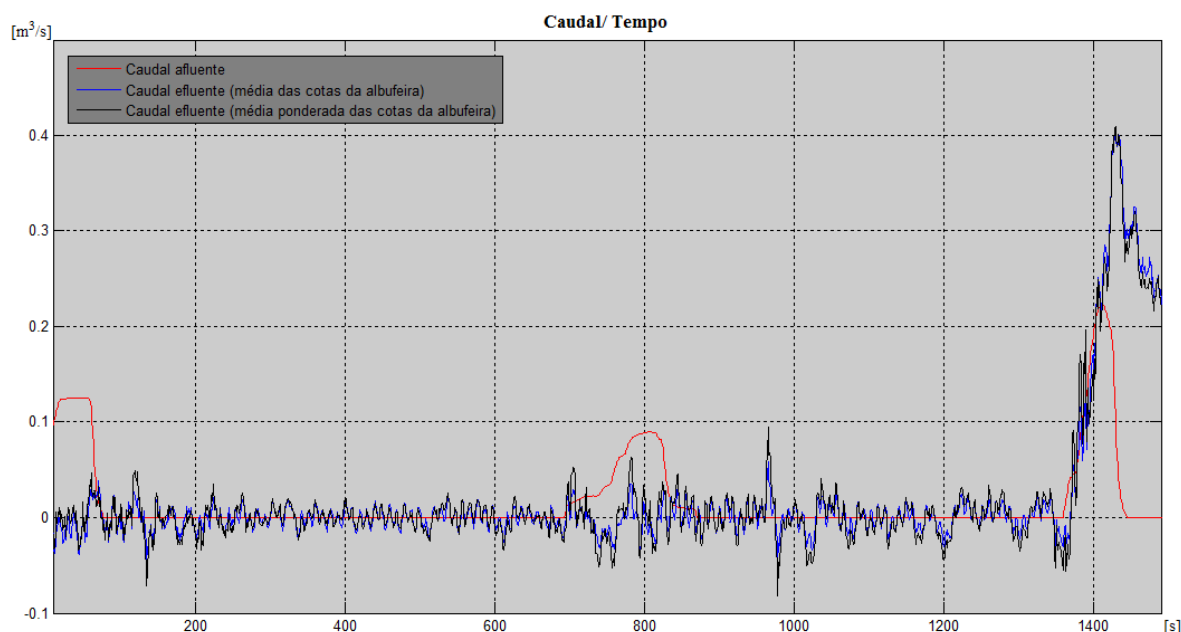


Figura 5.6 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente, medido pelo caudalímetro, e do caudal efluente estimado, indiretamente, a partir do balanço de massa na albufeira criada pela barragem de aterro.

5.2.1.3 Comparação das estimativas indiretas do caudal efluente

Para uma melhor comparação entre os caudais estimados indiretamente, o caudal efluente estimado através da curva de vazão do descarregador de jusante foi submetido ao mesmo processo de suavização das curvas utilizado na estimativa de caudal efluente através do balanço de massa.

Na Figura 5.7 apresenta-se uma representação conjunta do caudal efluente da rotura obtido com base em cada estimativa indiretas para facilitar a comparação entre as duas.

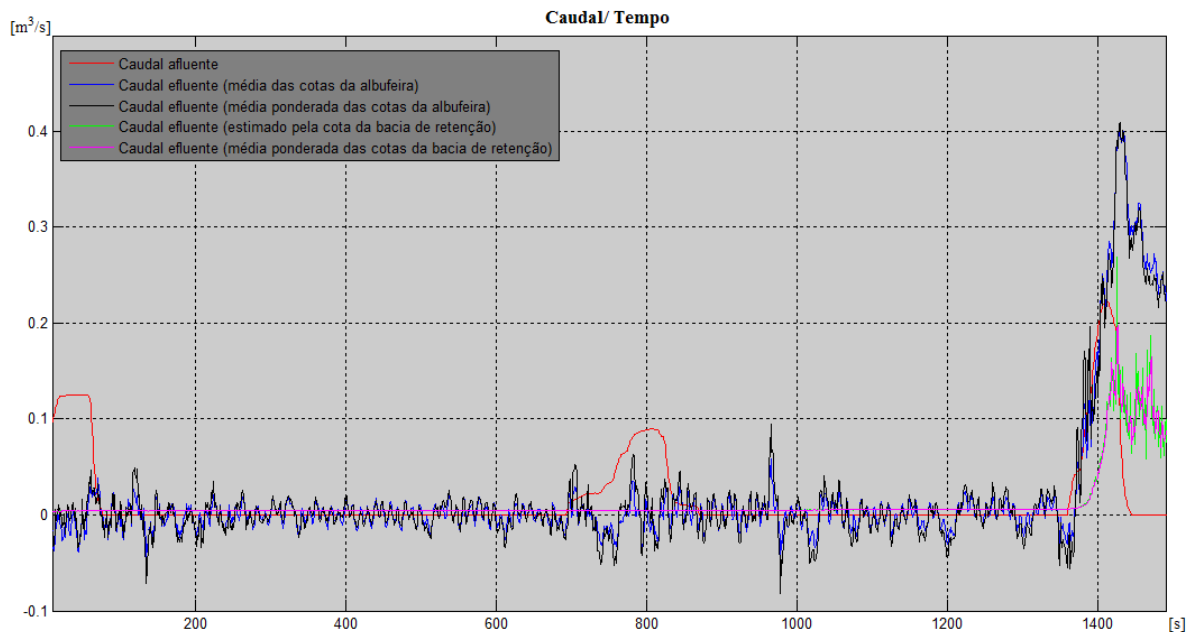


Figura 5.7 – Primeiro ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente e dos caudais efluentes. (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).

À primeira vista, obtêm-se duas estimativas indiretas do caudal efluente (quatro curvas de caudal efluente, correlacionadas duas a duas) bastante díspares, mas uma observação mais cuidadosa permite constatar que existem algumas semelhanças entre as curvas. Com efeito, a perda de carga e o desfasamento existente entre o início do pico dos dois hidrogramas estimados dissipa-se rapidamente e os caudais de pico acontecem em simultâneo, com uma diferença na estimativa de aproximadamente $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Além da perda de carga, a diferença de magnitude das estimativas, também pode ser influenciada pela abrupta subida e descida do caudal afluente à albufeira, ao passo que uma ligeira subida do nível de água na albufeira, influenciada pelo aumento do caudal afluente, pode ter impacto no andamento das curvas representadas a azul e a preto, até à interrupção do caudal afluente. Observando os dados da curva de vazão da Figura B 6 e tendo em conta o erro da extrapolação da curva de vazão, pode considerar-se que o caudal de pico, estimado pela curva de vazão do descarregador de jusante está subestimado em relação ao valor real, no entanto a diferença entre os caudais estimados é sobretudo devido ao amortecimento no trecho entre a barragem e o descarregador de jusante.

5.2.2 Evolução morfológica da rotura

Neste subcapítulo reportam-se e analisam-se os principais momentos evolutivos de rotura da barragem (apoiados em imagens), sendo que a associação temporal de cada momento está esquematizada no Quadro 5.1.

A Figura 5.8 mostra o instante em que a água retida na albufeira inicia a sua passagem pela zona fragilizada, no centro do coroamento (início do galgamento). Podendo observar-se que, neste instante, a estrutura da barragem de aterro se apresenta estável e sem deformações.

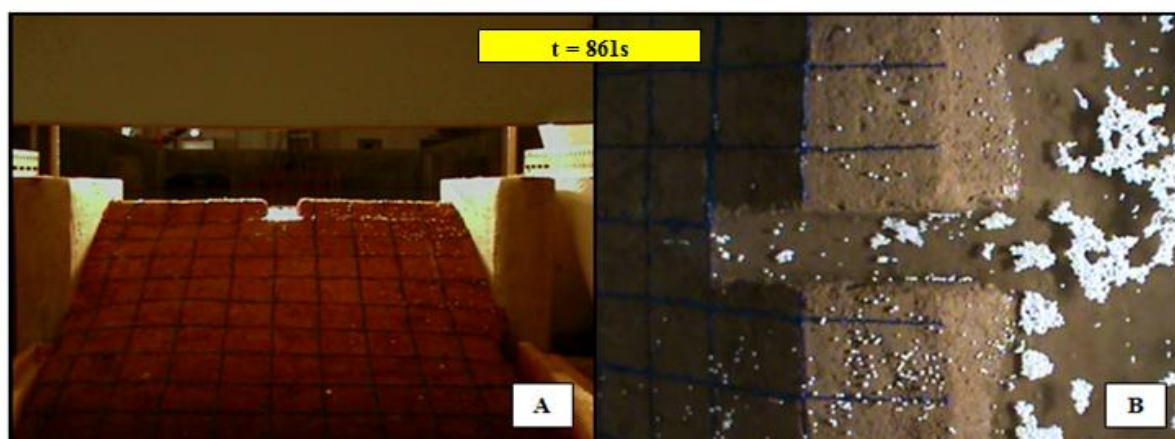


Figura 5.8 – Primeiro ensaio. (A) imagem, a jusante da barragem, captada no instante inicial da rotura; (B) imagem do coroamento da barragem, vista em planta, captada no instante inicial da rotura.

Após o instante inicial da rotura, dá-se uma lenta mas progressiva erosão do paramento de jusante. Esta erosão é regressiva, ou seja, inicia-se no pé do paramento de jusante e a partir desse ponto vai lentamente erodindo todo o paramento no sentido de montante até chegar à secção da brecha junto ao coroamento (Figura 5.9). Este género de fenómeno designa-se por erosão regressiva. Neste ensaio e particular, observou-se uma erosão contínua do paramento de jusante, com o surgimento de alguns socavos, relacionados com a não homogeneidade do grau de compactação entre camadas e até entre as várias partes de uma mesma camada de compactação, não se verificando qualquer alteração na forma da brecha (Figura 5.9 (B))

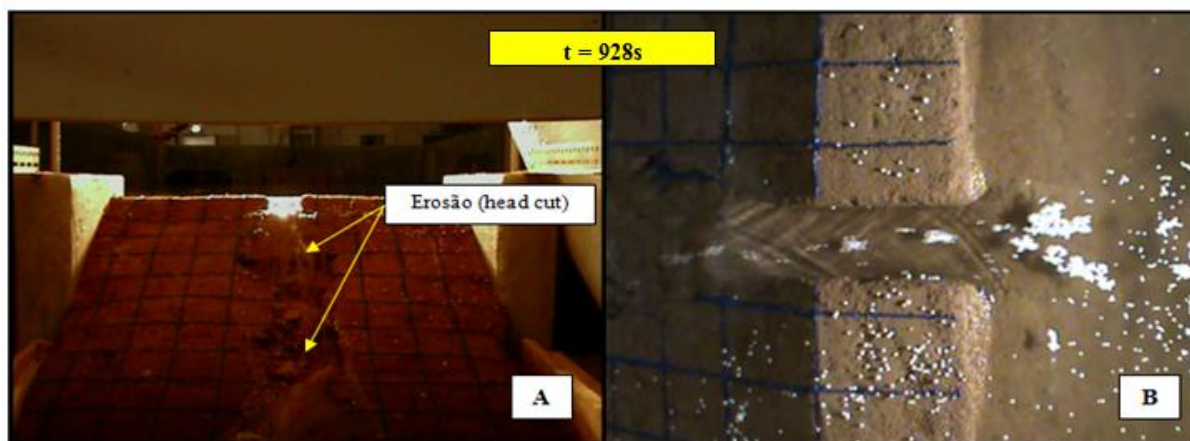


Figura 5.9 – Primeiro ensaio. (A) imagem a jusante da barragem durante a formação dos primeiros socavos; (B) coroamento da barragem, visto em planta, ilustrativo do aumento da velocidade na zona da brecha.

A erosão regressiva, referida no parágrafo anterior, é também visível na Figura 5.10. Os pares de imagens (A) e (B) da Figura 5.9 e da Figura 5.10 correspondem, entre si, exatamente ao mesmo instante temporal, assim é possível de constatar que num período significativo de tempo (entre os instantes 928 e 1013s), a erosão do paramento de jusante foi muito maior que a erosão verificada junto do coroamento e mais especificamente na zona fragilizada. A Figura 5.10 mostra, ainda que sem grande definição, a formação de um ressalto hidráulico originado pela erosão regressiva.

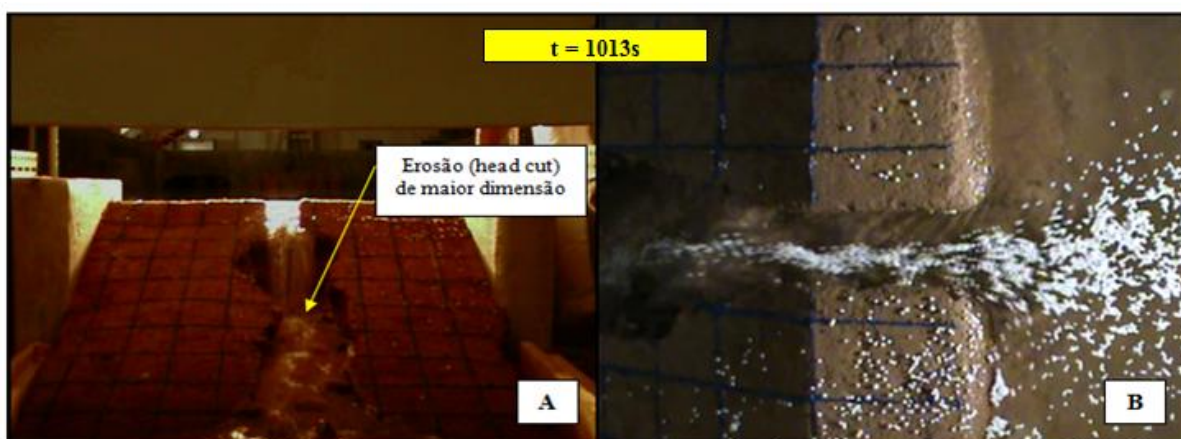


Figura 5.10 – Primeiro ensaio. (A) imagem representativa da progressão erosiva da água sobre o paramento de jusante; (B) coroamento da barragem, visto em planta, com modificações na forma inicial da brecha.

A Figura 5.11 (B) mostra claramente o instante em que uma parte do material do coroamento, instabilizado por ausência de material de suporte, começa a desmoronar-se. A erosão regressiva e desgaste do material que induz o desmoronamento do coroamento originam o aumento repentino do caudal efluente.



Figura 5.11 – Primeiro ensaios. (A) imagem do paramento de jusante da barragem, com ilustração da queda de uma porção de coroamento; (B) coroamento da barragem, visto em planta, no instante em que ocorre a primeira queda de material do coroamento.

A Figura 5.12 corresponde ao momento em que se dá o pico do caudal efluente. Este momento é originado pela queda de uma grande parte do material que compõe o coroamento. Na Figura 5.12 (A) está bem representado o momento imediatamente antes do colapso do coroamento, o qual origina o primeiro pico de caudal. Esta queda de material é originada pela erosão da base do paramento de jusante (fenómeno usualmente denominado *undercutting*), erosão essa que desagrega as bases de suporte e leva à falência da estrutura.

Tal como no efeito *dominó*, outras zonas do paramento de jusante começam também a desmoronar-se (Figura 5.12 (C) e (D)). Este fenómeno de quedas sucessivas é constante durante todo o processo de rotura, seja ao longo da erosão inicial da camada superficial do paramento de jusante ou nas camadas a cotas inferiores. Assim, a desagregação de material de suporte e consequente queda do material suportado só se diferencia no volume de material erodido.

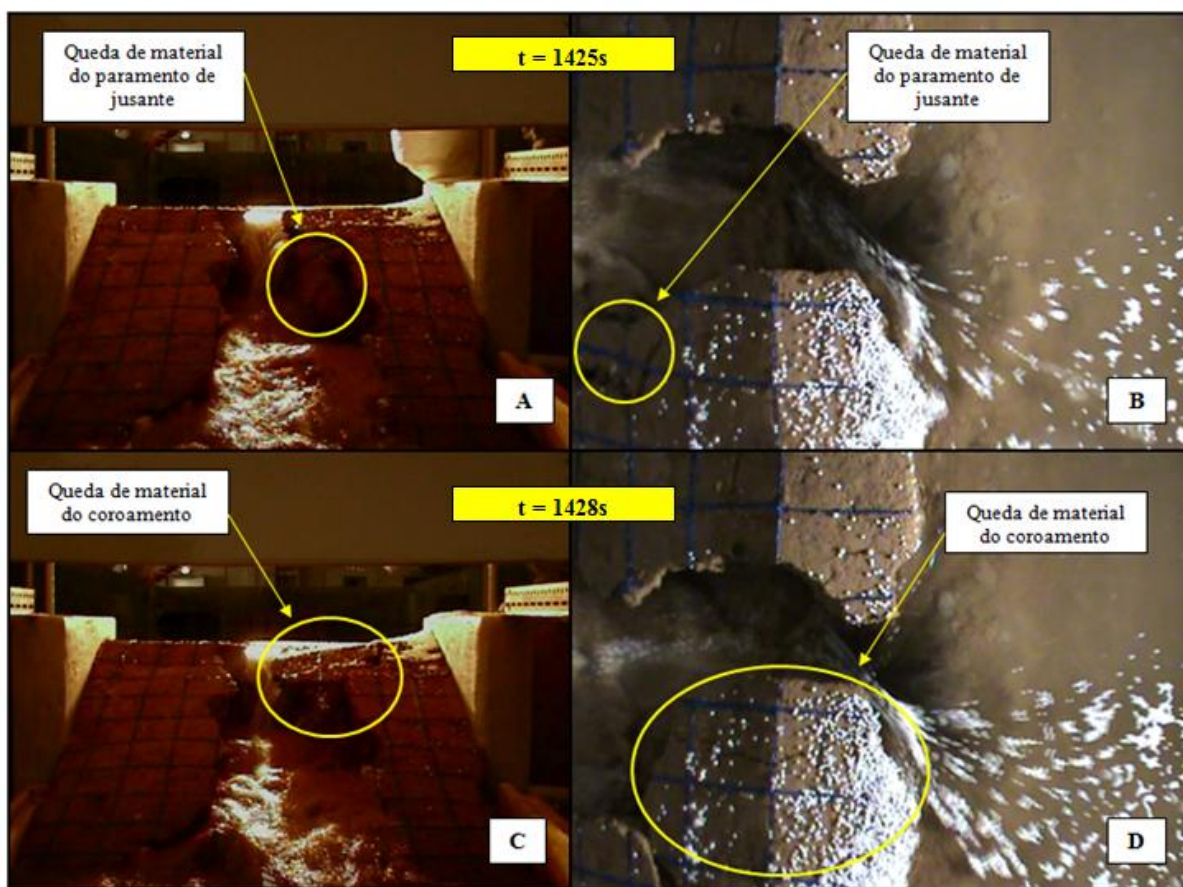


Figura 5.12 – Primeiro ensaio. (A) ilustração da queda de uma porção do paramento de jusante; (B) vista em planta do material do paramento de jusante e da ligeira erosão, a montante, das paredes da brecha; (C) ilustração da queda de grande parte do coroamento da margem esquerda (no sentido do escoamento); (D) vista em planta do coroamento para o mesmo instante de (C).

O segundo pico do caudal efluente corresponde ao momento representado na Figura 5.13. Observa-se novamente que a queda do material do coroamento é antecedida da desagregação e consequente queda de material do paramento de jusante.

Na Figura 5.13 (A) é visível a forma transversal da brecha, correspondendo em termos geométricos a um trapézio. Após a queda de uma parte do coroamento (a qual também se pode observar nesta Figura 5.13) a forma trapezoidal da brecha mantém-se até ao final do ensaio.

Na Figura 5.14 apresentam-se duas imagens do instante em que o coroamento já foi totalmente erodido, considerando-se o ensaio como terminado.

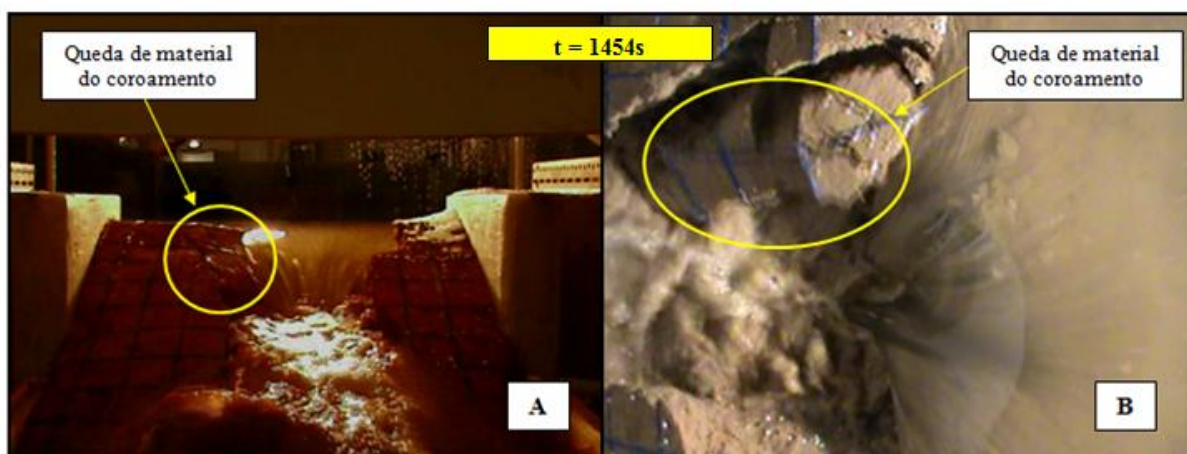


Figura 5.13 – Primeiro ensaio. (A) paramento de jusante da barragem; ilustra da queda de material do coroamento da margem direita da brecha (no sentido do escoamento); (B) imagem do coroamento no momento referido em (A).

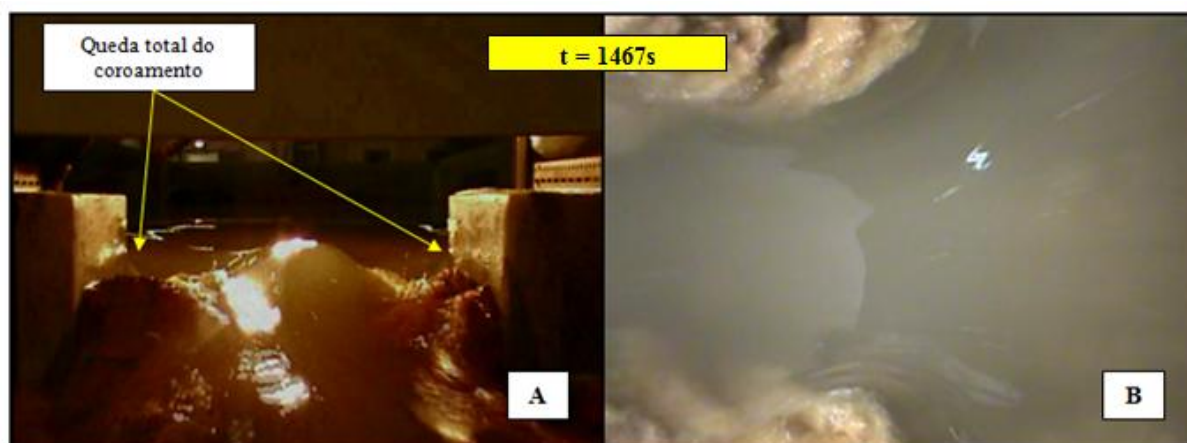


Figura 5.14 – Primeiro ensaios. (A) e (B) imagens do instante final do ensaio.

Quadro 5.1 – Correspondência temporal dos eventos registados da Figura 5.8 à Figura 5.14 com descrição sumária do estado de rotura da barragem nos respetivos instantes.

Tempo de ensaio (s)	Figura	Descrição
861	5.8	Início da passagem de água sobre a zona fragilizada
928	5.9	Início da erosão regressiva do paramento de jusante
1013	5.10	Aumento da erosão regressiva do paramento de jusante e formação de ressalto hidráulico
1378	5.11	Queda de material do coroamento e início da curva de pico
1428	5.12	Queda de praticamente todo o coroamento da margem esquerda da brecha (no sentido do escoamento) correspondente ao primeiro pico do hidrograma de cheia
1454	5.13	Queda de material do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento) correspondente ao segundo pico do hidrograma de cheia
1467	5.14	Queda de todo o coroamento e fim do ensaio experimental

5.2.3 Relação entre a evolução da rotura e o caudal efluente da brecha

A Figura 5.15 mostra a relação direta entre os diferentes momentos da rotura e os hidrogramas efluentes e afluente do primeiro ensaio experimental. Observa-se facilmente que existe uma correspondência direta entre a queda de material do coroamento e os picos de caudal efluente estimados, sendo que a diferença de magnitude entre eles pode, mais uma vez, ser explicada pelo amortecimento existente a jusante do aterro. O segundo 1467 do ensaio determina o fim deste, e pela figura anterior observa-se a clara perda de carga e amortecimento a jusante, durante o ensaio, uma vez que a estabilização do caudal efluente estimado pela curva do descarregador de jusante é muito mais suave.

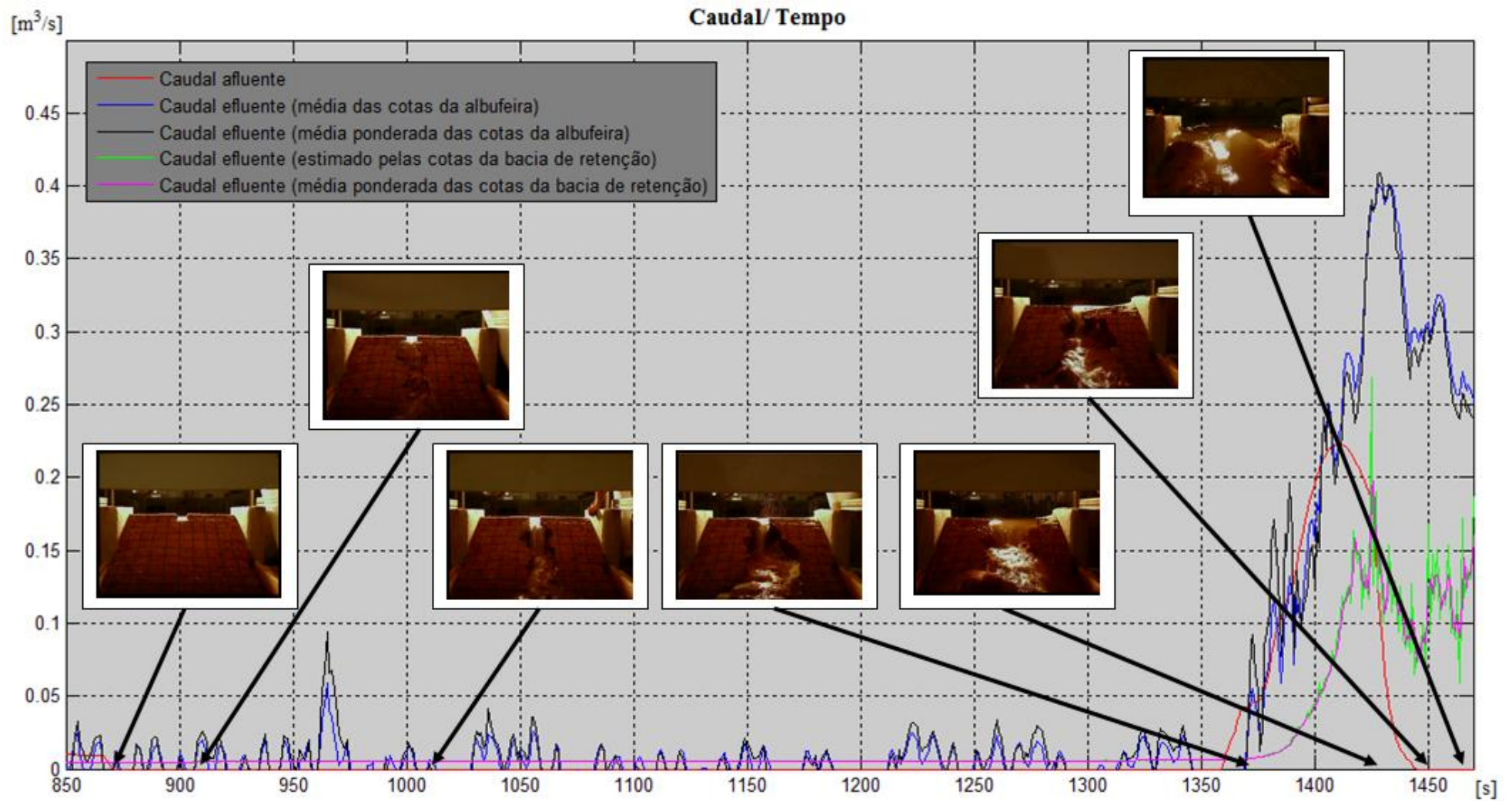


Figura 5.15 – Primeiro ensaio. Gráfico dos caudais efluente (estimados) e afluente, com a representação física da brecha nos momentos principais.

5.3 Segundo ensaio

5.3.1 Estimativa do caudal efluente

No segundo ensaio experimental, as estimativas indiretas do caudal efluente, cujo processo foi referido anteriormente, foram comparadas com uma estimativa do caudal efluente, cujos dados são registados diretamente na zona da brecha.

5.3.1.1 Estimativa indireta (descarregador de jusante)

No caso do segundo ensaio de rotura, existe uma pequena diferença na estimativa indireta do caudal efluente. Como foi referido no subcapítulo 3.2.4, do primeiro para o segundo ensaio procedeu-se a uma correção da soleira do descarregador, assim a curva de vazão utilizada para a estimativa do caudal efluente, neste caso específico, é a curva representada na Figura B 7, em anexo.

A Figura 5.16 mostra as cotas medidas pelas sondas a montante na albufeira (vermelho) e a jusante (azul). A observação da curva das cotas registadas, mostra que o nível da albufeira é extremamente difícil de manter a partir do momento em que os níveis de água na bacia de retenção a jusante se tornam mais elevados.

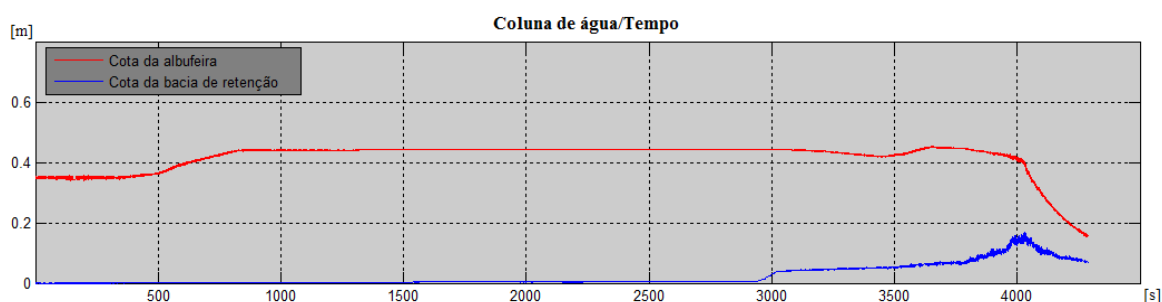


Figura 5.16 - Segundo ensaio. Gráfico dos níveis de água registados pelas sondas. (Linha vermelha) nível de água na albufeira; (Linha azul) carga hidráulica sobre a crista do descarregador da bacia de retenção.

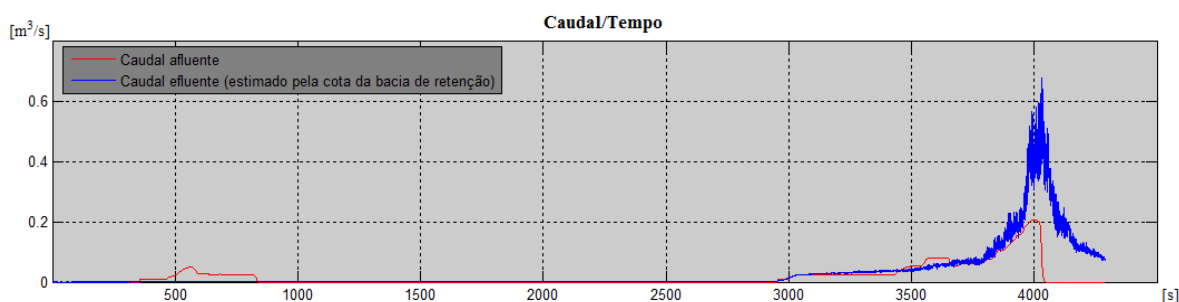


Figura 5.17 - Segundo ensaio. Gráfico dos caudais afluente e efluente à albufeira. (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linha azul) caudal efluente da rotura (obtido por estimativa indireta).

O processo de estimativa do caudal efluente através do descarregador de jusante, anteriormente descrito, proporcionou a construção dos gráficos da Figura 5.17. e da Figura 5.18. Na primeira das figuras referidas, é importante identificar o tempo em que ocorre o pico de caudal e compará-lo com a cota medida no descarregador de jusante (Figura 5.16). O facto mais visível da comparação entre os dois gráficos supracitados são os cerca de dois mil e quinhentos segundos em que o escoamento já se

processa pela zona fragilizada, sendo o caudal efluente medido no descarregador a jusante praticamente nulo. De notar, igualmente, que, a partir do momento em que o caudal efluente se torna mais elevado, é necessário compensar esta vazão com o aumento do caudal afluente. Os andamentos destes dois últimos caudais seguem sensivelmente paralelos, durante cerca de dezasseis minutos, até ao caudal de pico.

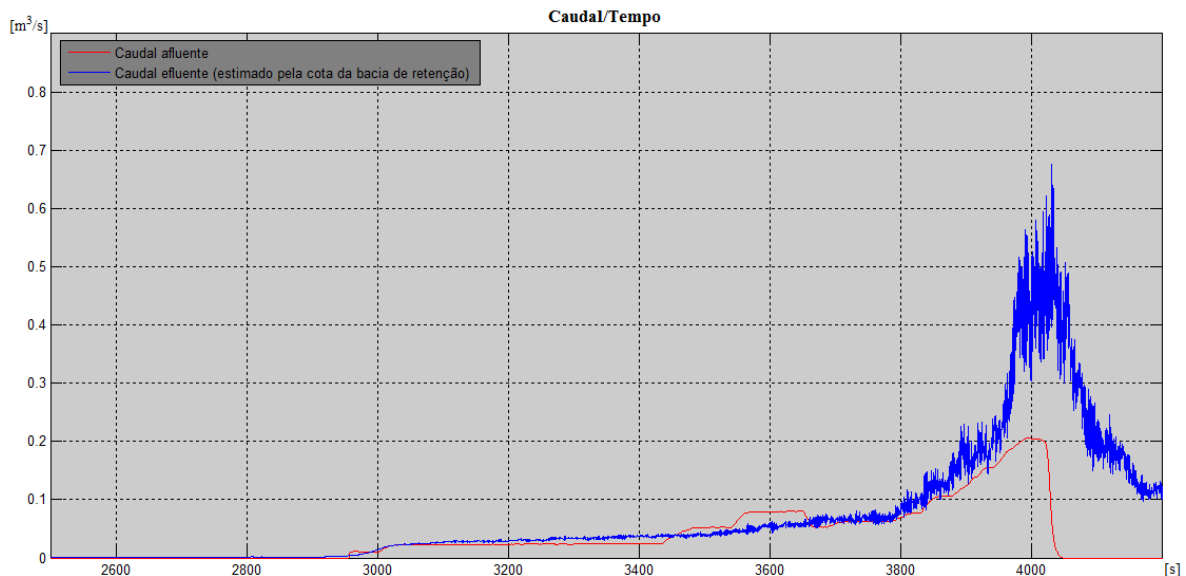


Figura 5.18 - Segundo ensaio. Gráfico aproximado dos caudais efluente e afluente. (Linha azul) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (dados de caudal obtidos por registo direto no caudalímetro).

5.3.1.2 Estimativa indireta (balanço de massa da albufeira)

A metodologia para determinação do nível da superfície livre na albufeira com recurso aos polígonos de voronoi foi explicada no subcapítulo 5.2.1.2. Considera-se, no entanto, importante mostrar a disposição das sondas de nível a montante da barragem de aterro, assim como as suas áreas de influência na estimativa do caudal, tal como consta da Figura 5.19 e da Figura 5.20.

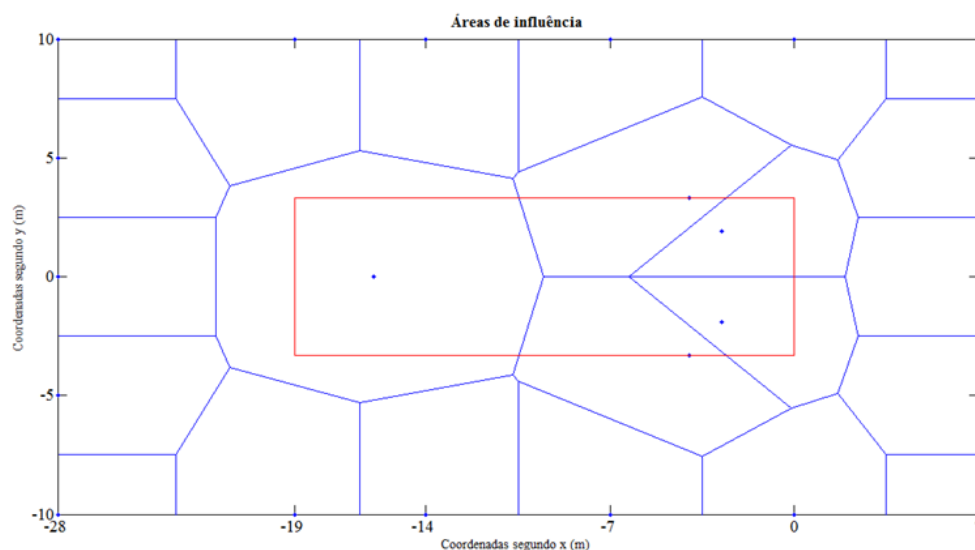


Figura 5.19 – Segundo ensaio. Gráfico representativo das áreas de influência das sondas de nível colocadas a montante da barragem (polígonos de voronoi). O ponto (0,0) corresponde ao centro do coroamento.

A colocação de mais instrumentação e descarregadores junto da barragem, durante o segundo ensaio, fazem com que a posição das sondas seja mais próxima da localização do aterro, como se pode ver nas figuras anteriormente referenciadas.

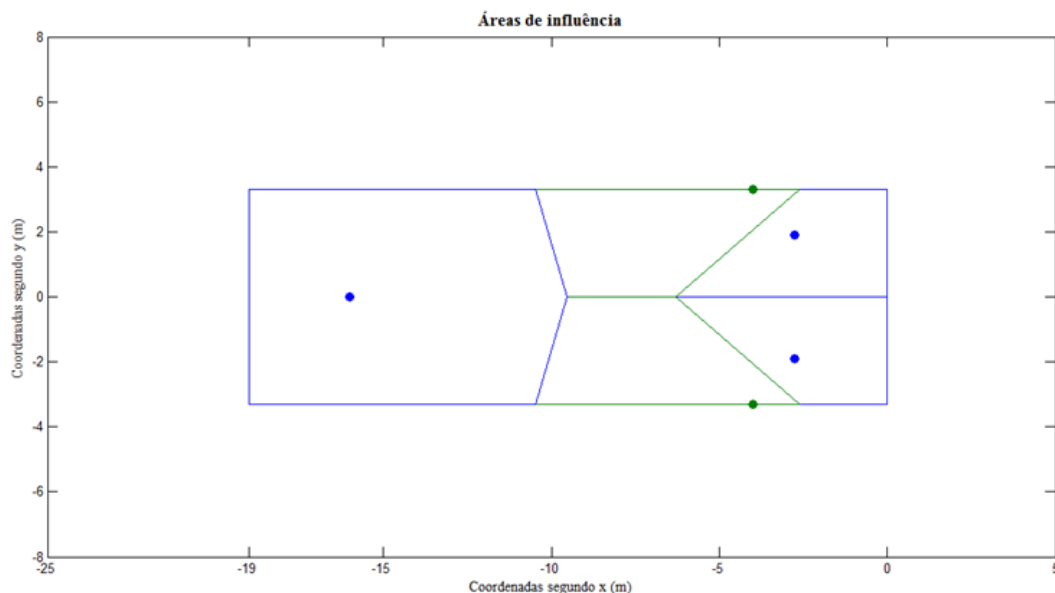


Figura 5.20 - Segundo ensaio. Áreas de influência efetivas de cada sonda. As sondas representadas a verde correspondem aos limnímetros e as sondas representadas a azul correspondem às sondas resistivas. As linhas com as cores, verde e azul, dizem respeito ao limite das áreas de influência de cada sonda (fazendo-se corresponder a cor).

O caudal efluente, estimado através do balanço de massa, do segundo ensaio de rotura do aterro, representado pelas duas curvas suavizadas pela média e pela média ponderada das cotas registadas pelas sondas, mostra que não existe divergência considerável entre as duas estimativas suavizadas (Figura 5.21).

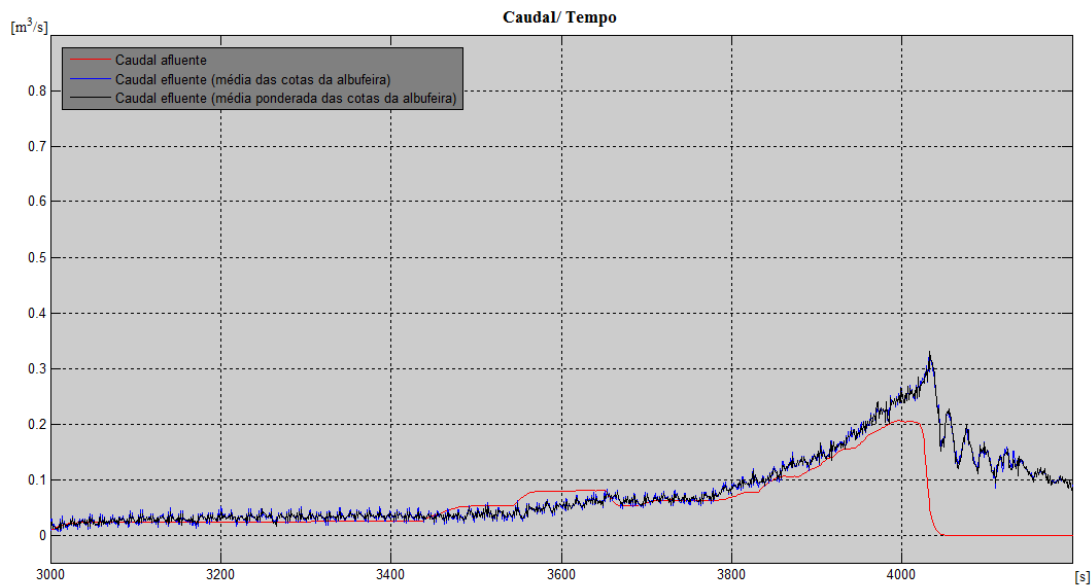


Figura 5.21 – Segundo ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente, medido pelo caudalímetro, e do caudal efluente estimado, indiretamente, a partir do balanço de massa na albufeira criada pela barragem de aterro.

O gráfico da Figura 5.21 mostra a estimativa do caudal efluente, apenas a partir do momento em que este se torna evidente. Como foi referido anteriormente, no subcapítulo 5.3.1.1, o caudal efluente, apesar de existente, não é notório nos momentos iniciais do ensaio de rotura. A partir do segundo 3000 do ensaio experimental, nota-se um ligeiro aumento do caudal efluente, induzido pelo aumento de caudal afluente, necessário para manter a cota da albufeira constante.

Analisando a curva de caudal, estimada pelo balanço de massa, que consta da Figura 5.21, assinalam-se quatro assintotas relativas à evolução do próprio caudal efluente. Assim, inicialmente dá-se um ligeiro aumento de caudal efluente, já referido no parágrafo anterior, sendo que imediatamente após esse aumento, o caudal volta a estabilizar. O segundo aumento de caudal efluente tem uma assintota pouco pronunciada, mas que se torna evidente quando se observa a evolução do caudal entre os segundos 3525 e 3700. A terceira assintota (aumento de caudal efluente) é evidente quando o caudal descarregado atinge os $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$, dando-se um aumento mais acentuado da descarga. Finalmente o último aumento brusco da curva de caudal efluente dá-se no momento em que as curvas de caudal efluente e afluente deixam de ser coincidentes e ocorre um pico de aproximadamente $0,35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como foi referido, durante a análise das estimativas do caudal efluente, referentes ao primeiro ensaio experimental, é sempre necessário comparar as curvas estimadas e verificar se são concordantes com os fenómenos físicos ocorridos na brecha, para que seja possível validar a informação que consta destas estimativas.

5.3.1.3 Comparação das estimativas indiretas

O gráfico das curvas de caudal efluente da Figura 5.22 mostra que as duas estimativas não são coincidentes, a partir do momento em que o caudal afluente decresce, o que ocorre sensivelmente aos 3920 segundos do ensaio de rotura. Apesar de este subcapítulo ser dedicado à comparação entre as curvas de caudal efluente estimadas de forma indireta, é muito importante que, a propósito da discrepância dos resultados apresentados na Figura 5.22, seja feita uma referência aos momentos físicos da rotura (subcapítulo 5.3.2). O Quadro 5.3 mostra que o momento final do ensaio de rotura se dá aos 3891 segundos (na zona da brecha), assim a discordância de estimativas referidas é devida à contínua rotura do paramento de montante após a queda total do coroamento, facto que por si só invalida os dados adquiridos a partir desse momento.

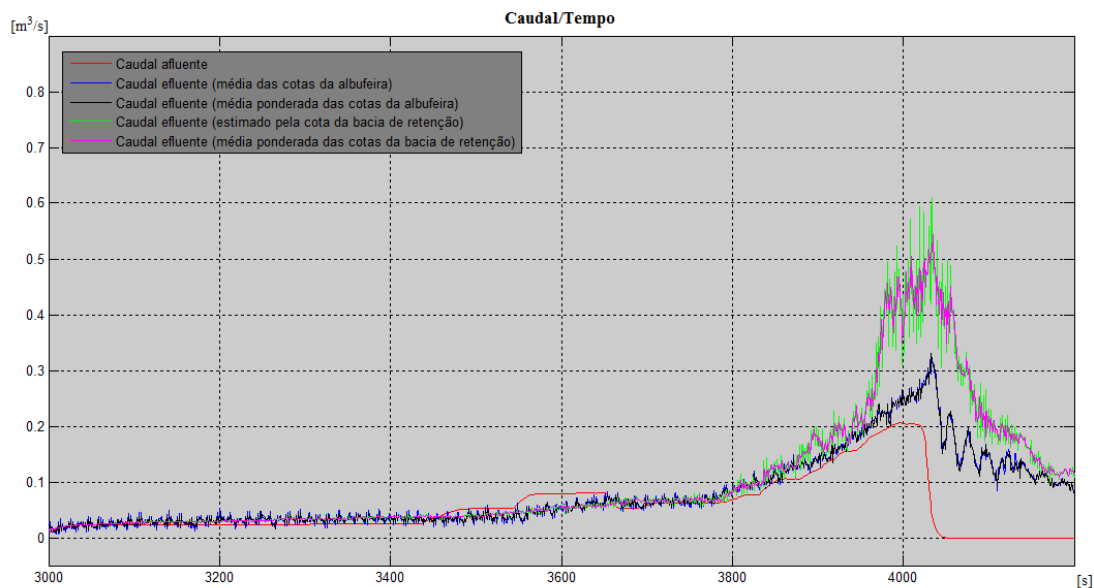


Figura 5.22 – Segundo ensaio. Gráfico representativo do caudal afluente e dos caudais efluentes.

(Linha vermelha) caudal afluente à albufeira (medido pelo caudalímetro); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).

Restringindo a análise de comparação entre as duas estimativas indiretas do caudal efluente, somente ao tempo válido de ensaio, podemos conferir que estas são extremamente concordantes até, sensivelmente, ao segundo 3874 do ensaio, momento em que segundo a curva do caudal efluente, estimado pela curva de vazão, se dá o início de um pico de caudal.

5.3.1.4 Estimativa direta (zona da brecha)

A estimativa do caudal efluente, descarregado na zona da brecha, foi possível graças à instalação de alguns instrumentos de aquisição de dados e apoio à aquisição desses mesmos dados, já referidos em nos subcapítulos anteriores. A instrumentação colocada na zona da brecha teve como objetivo a recolha de dados, com os quais fosse possível estimar, ao longo do tempo, a velocidade da superfície livre, a área da brecha e consequentemente o caudal efluente.

A Figura 5.23 mostra a variação ao longo do tempo sofrida pela área da brecha e pela velocidade do escoamento. O Quadro 5.2 mostra os valores exatos da estimativa direta do caudal efluente, sendo que o processo de estimativa da velocidade e da área estão descritos nos subcapítulos 3.4.3.5 e 3.4.3.6, respetivamente.

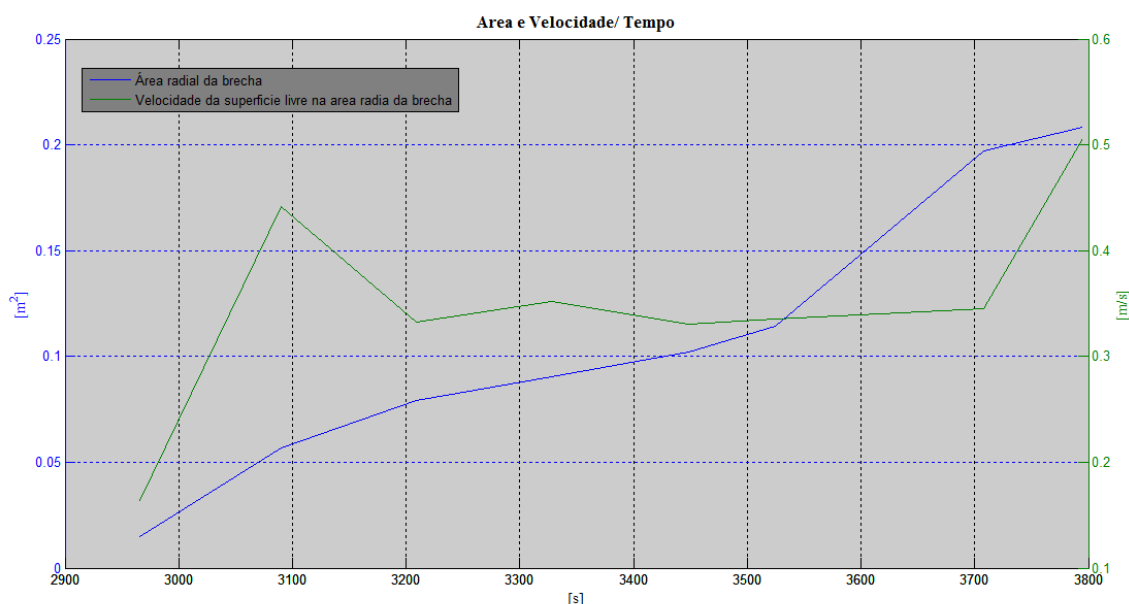


Figura 5.23 – Segundo ensaio. Gráfico correspondente à velocidade da superfície livre e da área de abertura radial da brecha. (Linha azul) área da brecha, estimada nos instantes temporais referidos no Quadro 5.2; (Linha verde) Velocidade da superfície livre, estimada nos instantes temporais referido no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Velocidades e áreas estimadas ao longo do tempo, corresponderes aos dados da Figura 5.23.

Tempo (s)	Área (m ²)	Velocidade (m/s)
2966	0,015	0,164
3090	0,057	0,441
3209	0,079	0,333
3328	0,090	0,352
3448	0,102	0,331
3525	0,114	0,335
3708	0,197	0,345
3795	0,208	0,506

O gráfico da Figura 5.23 mostra um aumento progressivo, embora inconstante, da área da brecha. Assim, seria de esperar que a estimativa da velocidade da superfície livre mostrasse um crescimento semelhante, o que não se verifica. Mais uma vez é importante recorrer a informações descritas no subcapítulo 5.3.2 para explicar a diferença de andamento das curvas. Com efeito, o período em que a velocidade se mantém constante corresponde à fase da rotura em que se verifica um “socalco” de grandes dimensões junto da brecha. Por um lado, a área de rotura continua a aumentar devido à erosão lateral das paredes da brecha, mas o facto de existir uma plataforma de grandes dimensões imediatamente após a brecha, faz com que a velocidade da superfície livre se mantenha sensivelmente constante, após a queda do “socalco” a velocidade da superfície livre volta a aumentar.

Apesar da não linearidade entre a velocidade e a área da brecha, o caudal efluente, calculado através da multiplicação das duas estimativas, mostra-se coincidente com os caudais estimados indiretamente a montante ou a jusante do aterro, como se pode observar no gráfico da Figura 5.24. É ainda importante referir que a incapacidade técnica em estimar a área radial a partir do segundo 3800 do ensaio experimental, verificada após o tratamento dos dados, se deve ao facto de não ser possível, desde esse momento, observar as paredes do coroamento e como tal a estimativa teria um grau de erro elevado. O último ponto de caudal estimado diretamente já não é coincidente com as estimativas indiretas, facto que pode estar relacionado com a dificuldade, já verificada nesse momento do ensaio, de observar a abertura parabólica a montante da rotura (Figura A 2).

Concluiu-se que a estimativa direta do caudal efluente, possível de obter através da estimativa da área da secção transversal da brecha combinada com a velocidade da superfície livre segundo o vetor referente ao eixo das abcissas, revelou-se deficiente (Figura A 3). Este facto pode ser explicado porque a contribuição volúmica da zona circundante da brecha é tanto maior quanto maior for a própria brecha. Desta forma, para caudais muito pequenos, a estimativa do caudal efluente segundo secção transversal pode considerar-se correta, mas com o evoluir da rotura as velocidades segundo o eixo das abcissas deixam de possibilitar uma estimativa correta.

Pelos dois factos referidos nos parágrafos anteriores, foi impossível estimar diretamente o caudal efluente até ao instante em que se dá o pico de caudal.

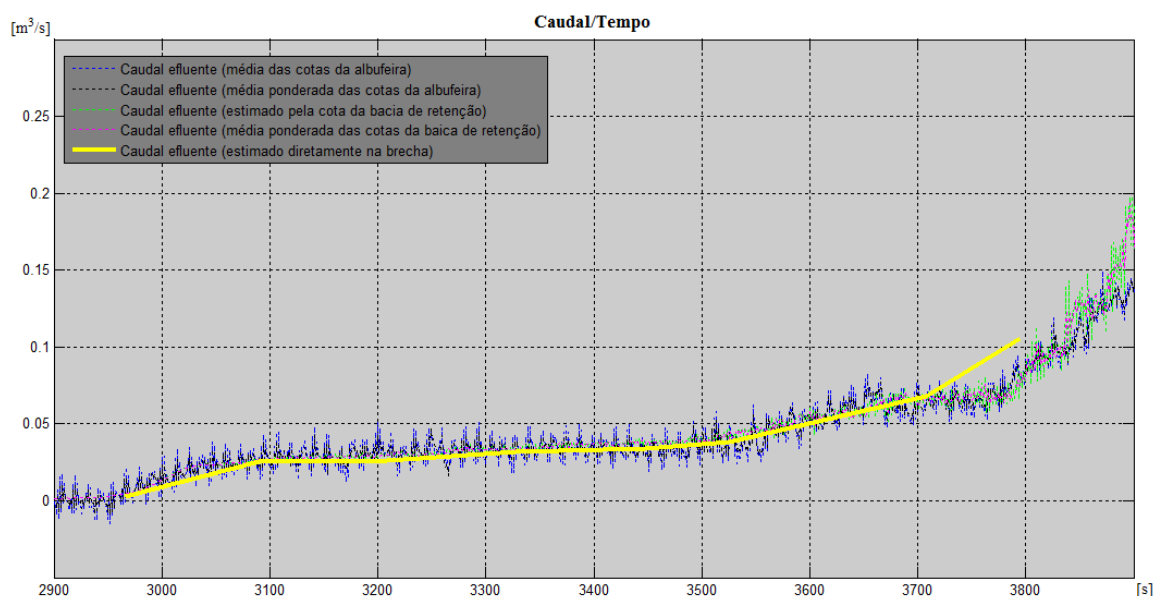


Figura 5.24 – Segundo ensaio. Gráfico de comparação entre os caudais estimados direta e indiretamente. (Linha amarela) caudal efluente (estimado diretamente por recurso à velocidade da superfície livre e à área radial da brecha); (Linhas verde e rosa) caudal efluente (estimativa indireta por recurso à curva de vazão do descarregador da bacia de retenção de sedimentos); (Linhas azul e preta) caudal efluente (estimativa indireta por recurso a um balanço de massa na albufeira).

5.3.2 Evolução morfológica da rotura

Esta evolução é ilustrada entre a Figura 5.25 e a Figura 5.35. Note-se que os instantes temporais anexados a cada uma destas figuras supracitadas, tal como no subcapítulo 5.2.2, correspondem ao respetivos pares de imagens, a sua posição relativa foi alterada por motivos técnicos de visualização.

Tal como no subcapítulo 5.2.2, este subcapítulo será feita a análise, através de imagens, dos principais momentos da evolução de rotura da brecha, sendo que a associação temporal de cada momento está esquematizada no Quadro 5.3.

A Figura 5.25 mostra o instante em que a água retida na albufeira inicia a sua passagem pela zona fragilizada, no centro do coroamento. Observa-se, também, que não existem deformações nem no paramento de jusante, nem no coroamento, à exceção da própria brecha.

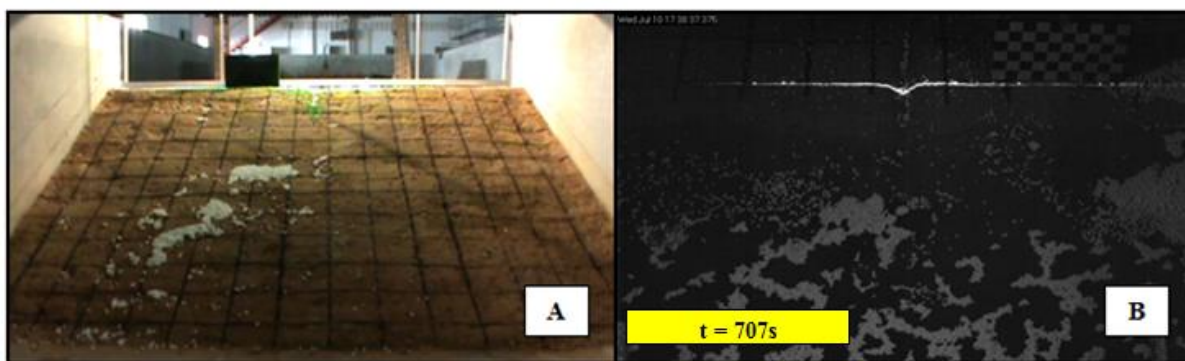


Figura 5.25 – Segundo ensaio. (A) imagem, a jusante da barragem, captada no instante inicial da rotura; (B) imagem do coroamento da barragem, vista de montante, captada no instante inicial da rotura.

As Figura 5.26 e a Figura 5.27 são relativas aos momentos iniciais da abertura da brecha. Na Figura 5.26, observa-se o início da erosão regressiva do paramento de jusante, sendo que esta erosão moldou diversos “socalcos”, de pequena dimensão ao longo de todo o paramento. O contínuo desgaste do paramento de jusante, provocado pela passagem de água proveniente da albufeira e pelos ressaltos hidráulicos originados a partir dos “socalcos” formados, reduzem o número de “socalcos” registados, aumentando as suas dimensões relativamente aos “socalcos” iniciais (Figura 5.27).

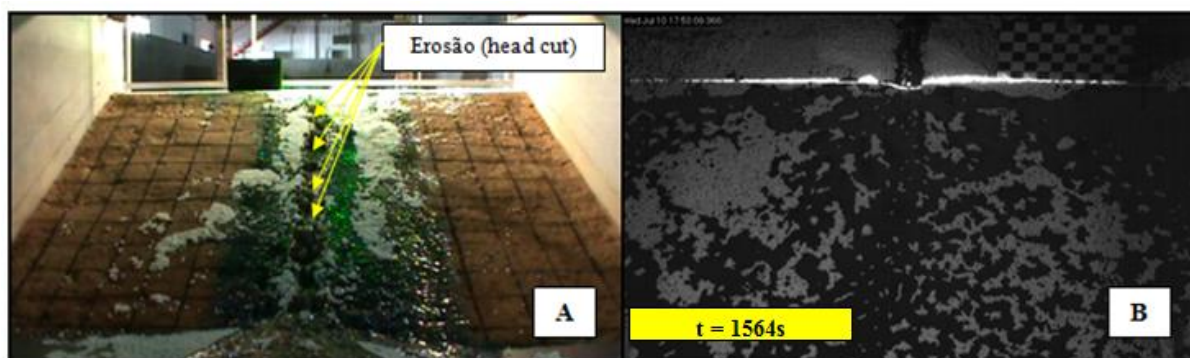


Figura 5.26 – Segundo ensaio. (A) imagem captada a jusante da barragem durante a formação de pequenos socalcos; (B) imagem do coroamento, vista de montante, referente ao mesmo instante de (A).

Como a comparação entre as imagens, relacionadas com a informação do Quadro 5.3, não conseguiu mostrar explicitamente como foi, inicialmente, erodido o material do aterro, é importante referir que a maior abertura da zona fragilizada, registada pela Figura 5.27, não ocorreu através da queda considerável de material do coroamento, mas sim através de pequenos desabamentos da face de jusante do coroamento. O processo de pequenos desabamentos, descrito anteriormente, é uma boa representação da erosão regressiva do paramento de jusante. Assim, ao observar a Figura 5.27 (B), é possível constatar que a abertura, de montante da brecha, sofreu mínimas alterações, enquanto a face de jusante está muito mais desgastada.

As imagens representadas na Figura 5.28, mostram o momento em que, de facto, se nota um aumento do caudal, podendo mesmo ser descrito como o início da curva de pico do caudal efluente.

O início da curva de pico do caudal efluente tem ainda, neste caso específico, uma característica interessante, visto que o aumento do caudal registado não tem origem na queda de um bloco pertencente ao coroamento, mas sim no contínuo desgaste da brecha junto das paredes laterais de

montante. Este desgaste lateral das paredes da brecha erode o interior da zona fragilizada, num fenómeno denominado *hudercitting*, aumentando lateralmente a rotura e dando origem a desabamentos do material do coroamento, como se verifica na Figura 5.28.

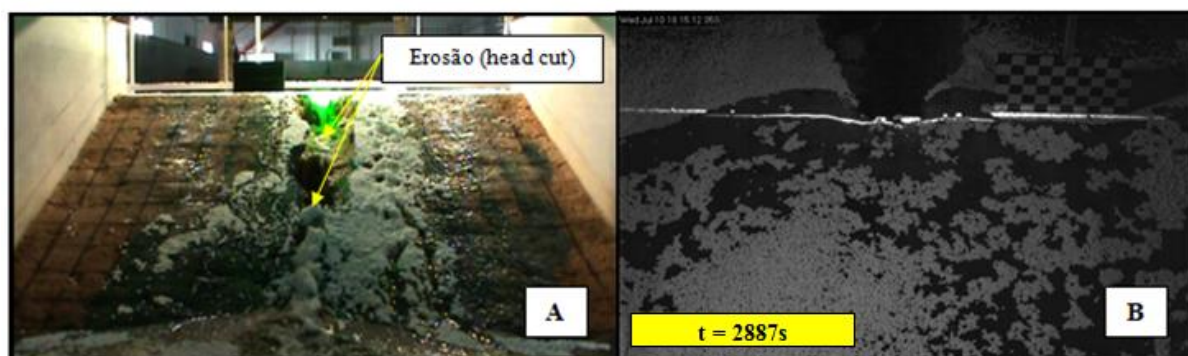


Figura 5.27 – Segundo ensaio. (A) Imagem captada a jusante da barragem no momento em que se observam socacos de dimensões consideráveis; (B) Imagem, vista de montante, com observação da primeira abertura da brecha.

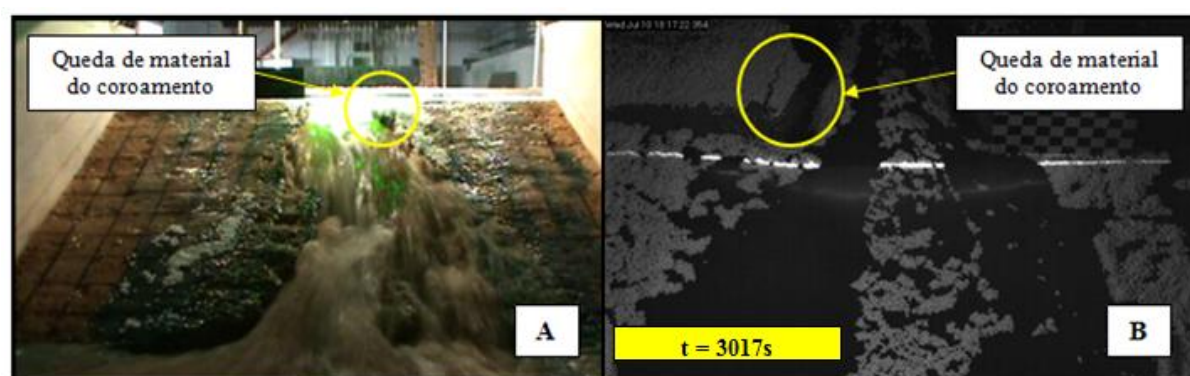


Figura 5.28 – Segundo ensaio. (A) imagem captada a jusante da queda de material do coroamento da margem esquerda da brecha, segundo o sentido do escoamento; (B) Imagem captada a montante do mesmo instante reportado em (A).

O lento processo de erosão e consequente aumento da rotura, ilustrado pelas Figuras anteriores, continua a ser feito principalmente através do desgaste lateral das paredes da brecha até ao segundo 3755 do ensaio experimental (Figura 5.30), momento em que o socalco, de grandes dimensões, formado junto da abertura da brecha (Figura 5.29) é totalmente erodido, juntamente com a queda de uma porção do paramento de jusante.

Ainda antes da total destruição do “socalco” referido anteriormente, é importante referir mais um aumento brusco do caudal efluente, originado pela rápida queda de pequenas porções do material do coroamento e do próprio “socalco”. O facto de a destruição de material do aterro, neste intervalo de tempo (entre o segundo 1550 e o segundo 1700 do ensaio) ser muito rápida e de pequena magnitude, impossibilita a representação através de imagens.

A queda de material do paramento de jusante, ilustrada na Figura 5.30, dá origem a uma instabilidade estrutural do coroamento e proporciona o aumento do processo de *undercutting* na base do mesmo, dando origem à consequente queda, representada na Figura 5.31, a qual corresponde ao momento em que se inicia um novo aumento repentino do caudal efluente.

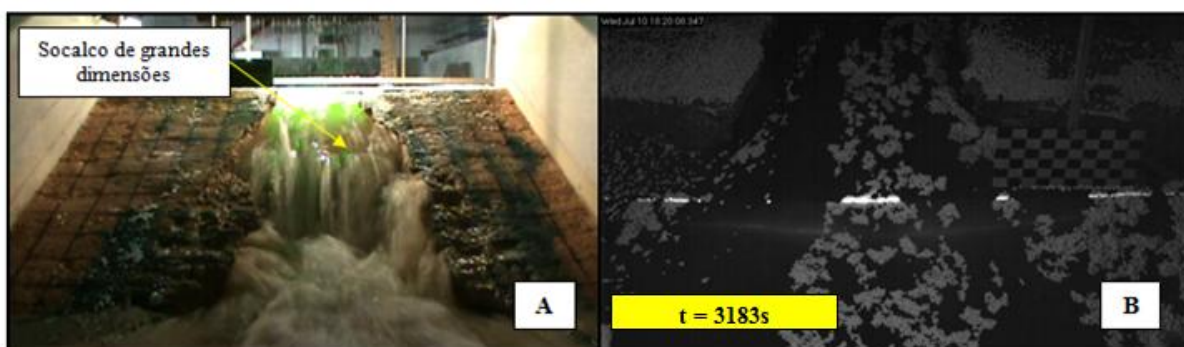


Figura 5.29 – Sendo ensaio. (A) Imagem do paramento de jusante com observação da formação de um socalco de grandes dimensões. (B) Imagem do coroamento, vista de a montante, onde se observa uma abertura da brecha cerca de vinte vezes superior à inicial.

As imagens seguintes (Figura 5.30, Figura 5.31, Figura 5.32 e Figura 5.33), reportam momentos importantes da abertura da brecha e consequentemente da curva de caudal efluente até ao momento em que é atingido o pico. Apesar das diferenças inerentes a cada momento, tais como: caudal instantâneo, formas e dimensões dos blocos derrocados, existe um padrão de queda e destruição do material. Ambos os momentos de queda do coroamento são antecidos pela erosão prolongada da base do paramento de jusante, levando-o à derrocada, e pela rápida erosão da base do coroamento, a qual, sem o suporte do paramento já destruído acaba por cair, quase imediatamente após a queda do paramento de jusante.

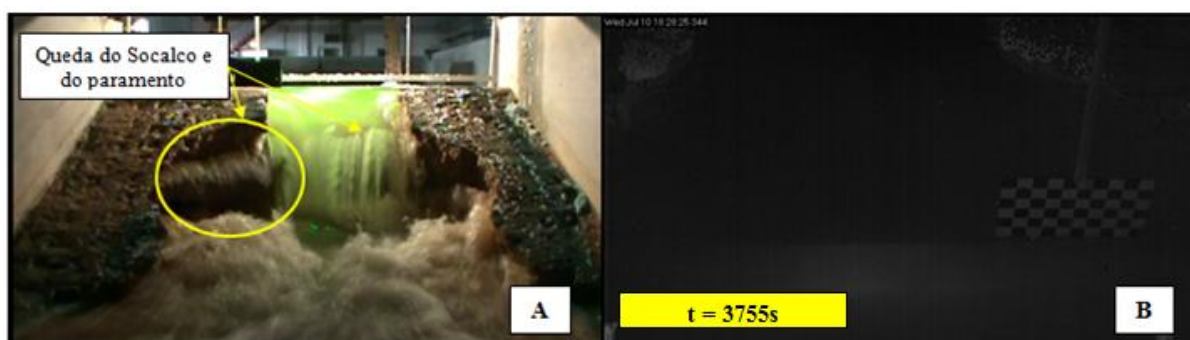


Figura 5.30 – Segundo ensaio. (A) imagem captada ajudante referente à queda do socalco e do paramento de jusante; (B) imagem do coroamento, captada a montante, correspondente ao instante descrito em (A).



Figura 5.31 – Segundo ensaio. (A) imagem de jusante, captada no momento da queda de uma grande porção do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento);(B) Imagem, captada a montante da barragem, referente à queda do coroamento no mesmo instante de (A).

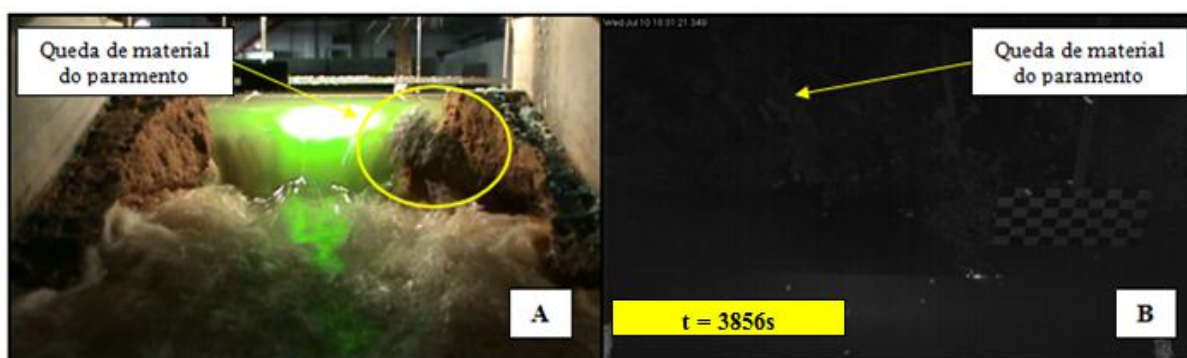


Figura 5.32 – Segundo ensaio. (A) imagem de jusante, referente à queda de uma porção do paramento; (B) Imagem, captada a montante, onde se observa o *splash* provocado pela queda do paramento de jusante.



Figura 5.33 – Segundo ensaio. (A) Imagem, captada a jusante da barragem, no momento da queda do coroamento da margem esquerda da brecha (sentido do escoamento); (B) imagem, vista de montante, onde se detecta a queda do material do coroamento descrito em (A).

A Figura 5.34 ilustra a queda de uma porção do coroamento da margem direita da brecha. Esta queda do coroamento é, tal como as referidas anteriormente, originada pela erosão da sua base, no entanto não é antecedida pela queda do paramento, muito simplesmente porque a sua base de suporte era a porção de coroamento que, segundos antes, se desmoronou.



Figura 5.34 – Segundo ensaio. (A) imagem da barragem, vista de jusante, ilustrativa da queda de material do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento); (B) Imagem do coroamento, vista de montante, referente ao instante descrito em (A).

O fim do ensaio, correspondente ao pico de caudal efluente, é ilustrado pela Figura 5.35, a qual mostra a queda total do coroamento e uma brecha com uma forma, geométrica final, trapezoidal.

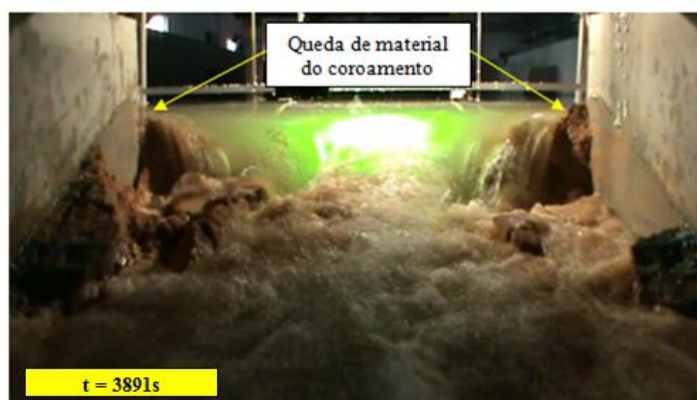


Figura 5.35 – Segundo ensaio. Imagem vista de jusante da queda total do coroamento, marcando o fim do ensaio experimental.

Quadro 5.3 - Correspondência temporal dos eventos registados da Figura 5.25 à Figura 5.35 com descrição sumária do estado de rotura da barragem nos respetivos instantes.

Tempo de ensaio (s)	Figura	Descrição
707	5.25	Início da passagem de água sobre a zona fragilizada
1564	5.26	Início da erosão regressiva do paramento de jusante e formação de pequenos socacos ao longo da face do paramento de jusante
2887	5.27	Aumento da erosão regressiva do paramento de jusante, diminuição do número de socacos e formação de vários ressaltos hidráulicos
3017	5.28	Queda do material do coroamento e ligeiro aumento do caudal efluente (início da curva de pico de caudal)
3183	5.29	Formação de um socalco de grandes dimensões junto da zona da brecha
3755	5.30	Queda de uma porção do paramento de jusante e do socalco formado junto da brecha
3788	5.31	Queda de material do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento) e aumento acentuado do caudal efluente
3856	5.32	Queda de material do paramento de jusante dando origem a um <i>undercutting</i> evidente do material do coroamento
3874	5.33	Queda de material do coroamento da margem esquerda da brecha (sentido do escoamento)
3878	5.34	Queda de material do coroamento da margem direita da brecha (sentido do escoamento) e início do pico final do ensaio.
3891	5.35	Queda de todo o coroamento, correspondente ao pico de caudal efluente e fim do ensaio experimental

5.3.3 Relação entre a evolução da rotura e o caudal efluente da brecha

A Figura 5.36 mostra a relação direta entre os diferentes momentos da rotura e os hidrogramas efluentes e afluente do segundo ensaio experimental. Observa-se que a evolução da brecha e erosão regressiva do paramento de jusante iniciais têm um pequeno contributo para o volume de água descarregada da albufeira, para além do facto de o tempo decorrido entre o início da passagem de água pela zona fragilizada e o momento em que se regista o início da curva de pico do caudal efluente, ser aproximadamente, igual a trinta e oito minutos.

A partir dos 3000 segundo de ensaio, o caudal efluente torna-se maior e a correspondência entre os fenómenos físicos da evolução da brecha podem ser diretamente relacionadas com as curvas de caudal descarregado pela mesma, quer sejam estimadas direta ou indiretamente.

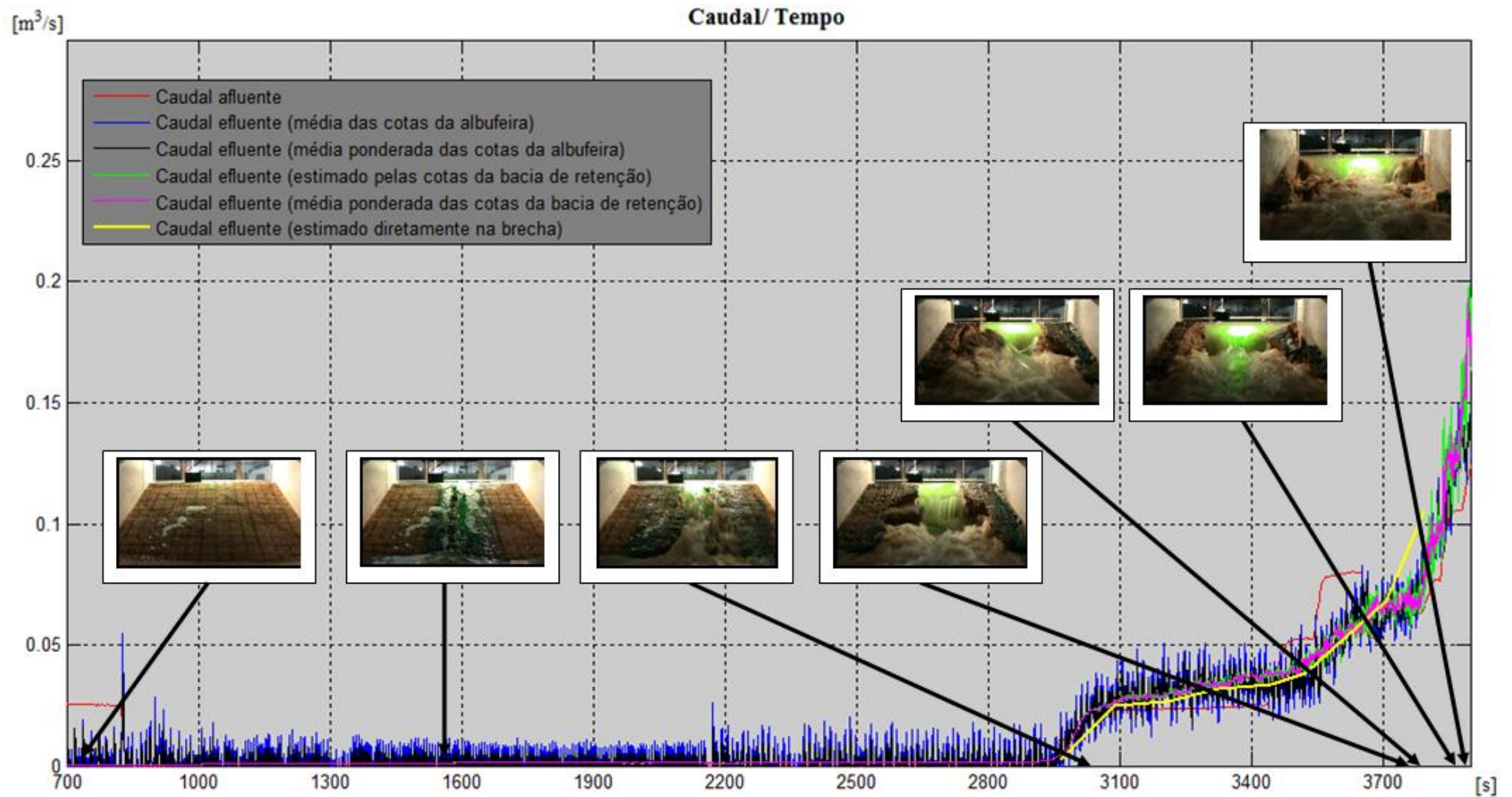


Figura 5.36 - Gráfico dos caudais efluente (estimados direta e indiretamente) e afluente, com a representação física da brecha nos momentos principais

5.4 Comparação entre os hidrogramas efluentes (primeiro e segundo ensaios)

As estimativas dos hidrogramas efluentes do primeiro e segundo ensaios (Figura 5.37 e Figura 5.38) podem ser comparadas quanto à magnitude do pico de caudal efluente e volume total descarregado. Com base na estimativa de balanço de massa, verifica-se que o pico do segundo ensaio (atingindo cerca de $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$) é menor do que o pico do primeiro ensaio (aproximadamente igual a $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$). No entanto, o volume total descarregado durante as roturas, mostra que durante o segundo ensaio o volume de água necessário para a rotura foi quase o dobro do volume do primeiro ensaio: 47,7 toneladas e 23,6 toneladas, respetivamente.

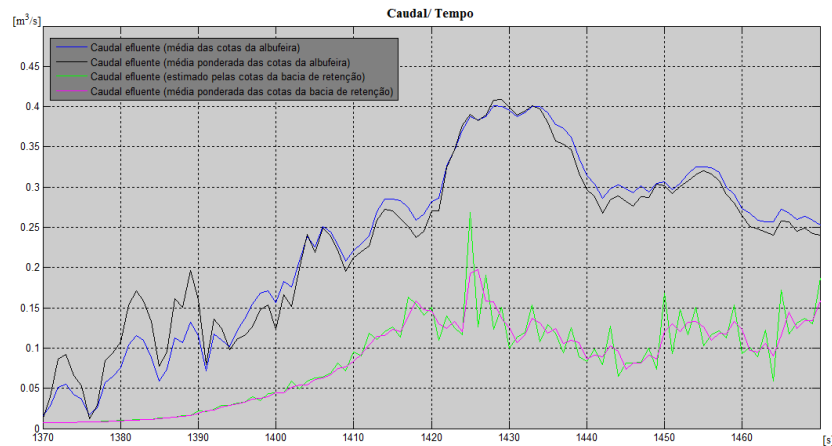


Figura 5.37 – Estimativas do hidrograma efluente do primeiro ensaio de rotura.

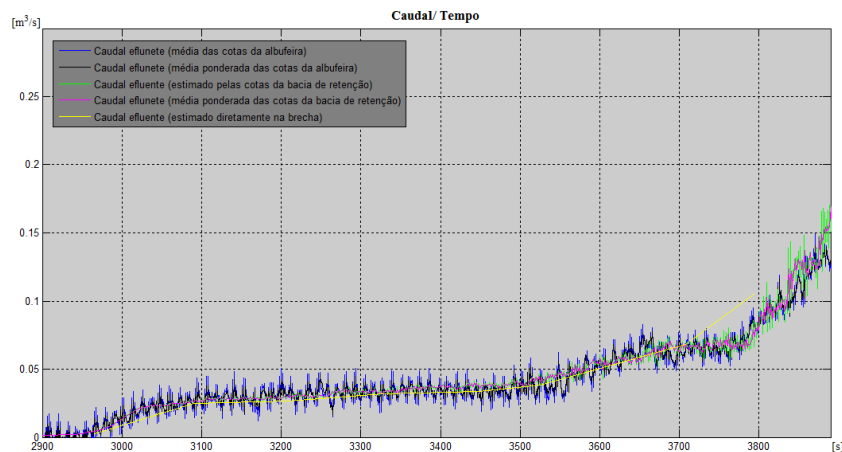


Figura 5.38 – Estimativas do hidrograma efluente do segundo ensaio de rotura.

6. Conclusões

Os ensaios experimentais foram efetuados tendo como objetivo a análise dos fenómenos hidráulicos e físicos, decorrentes da rotura por galgamento de barragens de aterro homogéneo, com diferentes graus de compactação.

A barragem de aterro do primeiro ensaio experimental, com um grau de compactação de aproximadamente 82%, revelou, através das estimativas indiretas do caudal efluente, uma diferença substancial do caudal estimado a jusante (curva do descarregador), relativamente ao caudal estimado através do balanço de massa da albufeira. Assim, o caudal estimado através da curva de vazão do descarregador da bacia de retenção a jusante do canal foi, durante toda a rotura, aproximadamente igual a metade do caudal estimado através do balanço de massa.

O segundo ensaio experimental, cujo grau de compactação do aterro foi de aproximadamente 90%, mostra uma grande semelhança entre as diferentes estimativas de caudal efluente (direta e indiretas). Assim, a semelhança de andamento e magnitude das curvas de caudal efluente não são neste caso concordantes com as diferenças verificadas no primeiro ensaio. Por outro lado, o facto de ter sido possível estimar o caudal efluente diretamente na zona da brecha, sendo esta estimativa coincidente com as estimativas indiretas, faz com que os resultados obtidos neste segundo ensaio possam ser considerados válidos, sem que seja posta a possibilidade de erros de medição ou no tratamento de dados.

Assim, para as conclusões tecidas considera-se que no primeiro ensaio, a avaliação dos hidrogramas efluentes deve apenas considerar a estimativa de caudal efluente por recurso ao balanço de massa da albufeira, enquanto no segundo ensaio, se podem considerar as estimativas, direta e indiretas, de caudal efluente.

Após a definição das curvas de caudal a utilizar para as conclusões, relativamente a cada ensaio, conclui-se que os resultados experimentais são conclusivos quanto à relação entre a magnitude do caudal efluente de pico (e o volume total de água descarregado) relativamente ao grau de compactação das barragens de aterro construídas em ambos os ensaios.

Conclui-se que a magnitude dos hidrogramas efluentes é inversa ao grau de compactação, ou seja, o caudal de pico estimado para a rotura do aterro com menor grau de compactação foi sensivelmente o dobro do pico do caudal efluente estimado para o ensaio experimental em que o grau de compactação da barragem de aterro era mais elevado.

Os graus de compactação dos aterros construídos para o primeiro e segundo ensaios têm também uma relação direta com o tempo de rotura, sendo que, para o aterro com menor grau de compactação, o período de tempo necessário para a total rotura do aterro foi de apenas 100 segundos; este tempo de tempo da rotura foi cerca de dez vezes superior (1000 segundos), para o aterro com maior grau de compactação. Tal conclusão é também corroborada por (Zhu, P.J. e J.K. 2006).

O grau de compactação também influencia o volume total descarregado, verificando-se que no ensaio de maior duração do tempo de rotura, o volume de água descarregado entre o início e o fim da rotura foi quase o dobro do volume descarregado no ensaio de menor duração, 46 m³ e 24 m³, respetivamente. Analisando os dados, descritos anteriormente neste parágrafo, verifica-se, igualmente, que existe uma relação inversamente proporcional entre o volume descarregado, durante a rotura, e a magnitude dos picos de caudal efluente estimados nos dois ensaios.

Com base no verificado nos dois ensaios realizados foi possível constatar que existem duas fases distintas na rotura por galgamento de um aterro. A primeira fase corresponde à erosão superficial do paramento de jusante, enquanto a segunda fase diz respeito à erosão interna das camadas de base do aterro. Como consequência direta do verificado nos dois ensaios de rotura verificou-se que a zona imediatamente a montante da brecha (paramento de montante) ganha uma forma oval, devido à erosão das paredes laterais da brecha e da queda de água acentuada provocada pela erosão regressiva. Verifica-se também que independentemente das formas iniciais da brecha, quadrangular ou triangular, relativas ao primeiro e segundo ensaios, respetivamente, a forma geométrica final, após a destruição total do coroamento, é sempre trapezoidal. Esta análise da morfologia evolutiva da brecha e da

evolução da rotura nos dois aterros experimentais corroboram algumas das conclusões dos estudos feitos por (Colman, Andrews e Webby 2002), (Johnson e P. 1976) e (P.Singh 1996).

Os sistemas de instrumentação e captação de dados, desenvolvidos e aplicados durante esta dissertação de mestrado, revelaram-se eficazes e precisos. A combinação de instrumentos como o laser de alta potência, o flutuador, o dispensador de poliestireno e a rede de câmaras de alta velocidade permitiram inovar a forma de estimativa do caudal efluente, tornando-a mais exata.

As estruturas desenvolvidas, os processos de ensaio e os conhecimentos adquiridos, pelo trabalho desenvolvido, são vantajosos para o alargamento do estudo de roturas de barragens de aterro por galgamento, o qual deve ser incidir sobre o comportamento evolutivo dos hidrogramas em roturas de barragens com diferentes compactações e brechas iniciais, vaiando a granulometria do material em estudo.

Referências

- A.Atallah, Tony. *A REVIEW ON DAMS AND BREACH*. Blacksburg, VA: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2002.
- Altinakar, M. S., M. Z McGrath, V. P Ramalingam, e H. Omari. “2D Modeling of Big Bay Dam Failure in Mississippi: Comparison with Field Data and 1D Model Results.” *River Flow Conference*. 2010.
- Banvolgyi, G. “Red Mud Storage Dam Failure in Hungary.” *Symposium ICSOBA-2010*. Zhengzhou, 2010.
- Baumer. “UNDK 30I6103/S14 - Ultrasonic distance measuring sensors.” http://www.baumer.com/int-en/products/productfinder/distance-sensors-measuring/#pfinder_sensor/scripts/level2.php. 2013. <http://www.baumer.com> (acedido em 29 de Julho de 2013).
- Carrivick, Jonathan L., Richard Jones, e Gareth Keevil. “Experimental insights on geomorphological processes within dam break outburst floods.” *Journal of Hydrology*, 2011: 154-157.
- Castro, Gonzalo, e Craig Ward. *Failure of Meadow Pond Dam*. Dam Inspection, Analysis and Rehabilitation, 1996.
- Chanson, H. “Environmental Hydraulics of Open Channel Flow.” *Elsevier Butterworth-Heinemann*. Oxford, 2004a.
- Colman, Stephen E., Darryl P. Andrews, e M. Grant Webby. “Overtopping Breaching of Noncohesive Homogeneous.” *JOURNAL OF HYDRAULIC ENGINEERING*, Setembro de 2002: 829-838.
- Costa, John E. “Floods from Dam Failure.” *U.S. Geological Survey Open-File Report*, 1985: 85-560.
- Damron, Angela, Scott Airato, William Brown, Tim Paulus, Lori McDaniel, e Jonathan Garton. *Report on Breach of Delhi Dam*. U.S. Department of the Interior, 2010.
- Diário de Notícias*. 11 de Fevereiro de 2005. <http://www.dn.pt> (acedido em 26 de Julho de 2012).
- DuBoys, P. “Etudes du Regime du Rhone et L'action Exercee par Les Laux Sur un Lit a Fond de Gravier Undefiniment Affonillable.” *Ann. Ponts et Chaussess*, 1879: 5, 18, 141-195.
- Farmland, Missouri River Floods a Million Acres of. *Big Picture Agriculture*. U.S. Army Corps of Engineers photo by Carlos J. Lazo. 19 de Junho de 2011. <http://bigpictureagriculture.blogspot.pt/2011/06/missouri-river-floods-million-acres-of.html> (acedido em 1 de Abril de 2012).
- Filho, Jorge Felipe da Silva, e Evandro Moraes da Gama. “Um modelo para análise do fluxo através das fundações de barragens de betão.” *Revista Escolar de Minas*, 2003: 33-39.

Gregoretti, Carlo, Alessandro Maltauro, e Stefano Lanzoni. "Laboratory Experiments on the Failure of Coarse Homogeneous Sediment Natural Dams on a Sloping Bed." *JOURNAL OF HYDRAULIC ENGINEERING* © ASCE, 2010: 868-879.

Harder, Leslie F., K. I. Kelson, T. Kishida, e R. Kayen. *Preliminary Observations of the Fujinuma Dam Failure*. Japan: Geotechnical Extreme Events Reconnaissance , 2011.

hydraulics, Delft. "Profile indicator pv-09." *Manual profile indicator pv-09 version 6.4*. Junho de 1994.

IDT. "SPECIFICATION SHEET." <http://www.idtvision.com/imaging/specs.php?id=m3>. 29 de Junho de 2013. <http://www.idtvision.com> (acedido em 29 de Julho de 2013).

Iruoghene, Okeligho M. *Adjustment and Error Analysis for Control Network for Dam Deformation Monitoring by GPS*. Nigeria: Department of Civil Engineering University of Benin, 2007.

Johnson, F. A., e Illes P. "A Classification of Dam Failures." *Water Power and Dam Construction*, 1976.

Kanji, Milton A. *Pacerer Técnico Sobre as Causas da Ruptura da Barragem Camará* . São Paulo: Min. Público de Paraíba , 2004.

"LaserQuantum Ltd." www.lasequantum.com.
<http://www.laserquantum.com/products/detail.cfm?id=62#> (acedido em 24 de Agosto de 2013).

Lees, Philip, e David Thomson. *Emergency management, Opuha Dam Collapse*, . IPENZ Proceedings of Technical Groups 30/2 (LD) , 1997.

Marsudiantoro, D. S. K., H. R. Sahid, T. Saleh, e D.R. Marthanty. *Situ Gintung Dam Controversy, Reuild or Removed*. Universitas Indonesia, 2009.

Meyer-Peter, E., e R. Muller. "Formulas for Bed Load Transport." *Proc. 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Research*. Etockholm, Sweden, 1948.

P.Singh, Vijay. "Dam Breach modeling technology." 27-60. Louisiana State University, Baton Rouge, U.S.A.: Kluwer academic publishers, 1996.

photofocus. "MV-D1024E-CL CMOS CameraLink® Camera Series." http://www.photonfocus.com/upload/flyers/flyer_A5_MV-D1024E_en_1.1.9.pdf.
www.photonfocus.com (acedido em 29 de Julho de 2013).

Ponce, V. M., e A. J. Tsivoglu. "Modeling gradual dam breaches failure." *Journal of Hydraulic Division, ASCE*, 1981: 107(7), 829-838.

Powledge, George R., D. C. Ralston, P. Miller, Y. H. Chen, P. E. Clopper, e D.M. Temple. "Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II." *Journal of Hydraulic Engineering*, 1989: 1140-1155.

Quintela, A.C. “ESTRUTURAS HIDRÁULICAS.” 1990.

Region, Lower Colorado. *U.S.Department of the Interior* . 6 de Fevereiro de 2008. <http://www.usbr.gov/lc/hooverdam/> (acedido em 26 de Abril de 2012).

Schnitter, N. J. “A History of Dams: the Useful Pyramids.” *Balkema Publ.* Rotterdam, 1994.

Stephens, Tim. *Manual sobre pequenas barragens de terra*. Guia para a localização, projecto e construção, Roma: FAO, 2011.

Vilovic, M., J. Rupeić, Z. Sever, M. Zec, e Z. Linarić. “The Peruca Dam Remediation Works.” *International Symposium Zagreb 96*. Zagreb, 1996.

Voesaert, Chris J., James Goris, Gregory G. Hammar, Samuel M. Hustun, e Charles M. McElroy. “INSPECTION OF EMBANKMENT DAMS.” In *Training Aids for Dam Safety*, 16-32. MISSISSIPPI COMMISSION ON ENVIRONMENTAL QUALITY.

Wahl, T.L. “The Uncertainty of Embankment Dam Breach Parameter Predictions Based on Dam Failure Case Studies.” *Proceedings of USDA/FEMA Workshop on Issues - Resolutions and Research Needs Related to Dam Failure Analysis*. Oklahoma City, 2001.

Wahl, Tony. “Uncertainty of Predictions of Embankment Dam.” *JOURNAL OF HYDRAULIC ENGINEERING* © ASCE, Maio de 2004: 389-397.

Wahl, Tony L. “Predictions of Embankment Dam Breach Parameters.” *Dam Safety Research Report* , Julho de 1998: 7-10.

Wurbs, Ralph A. “Dam-Breach Flood Wave Models.” *Journal of Hydraulic Engineering*, 1987: Vol. 113, nº 1, pp. 29-46.

Zhu, Y., Visser P.J., e Vrijling J.K. “LABORATORY OBSERVATIONS OF EMBANKMENT BREACHING.” *Proceedings of the 7th International Conference on HydroScience and Engineering*. Filadelfia: Drexel University College of Engineering, 2006.

Anexo A (figuras não utilizadas na tese)

Instalação experimental

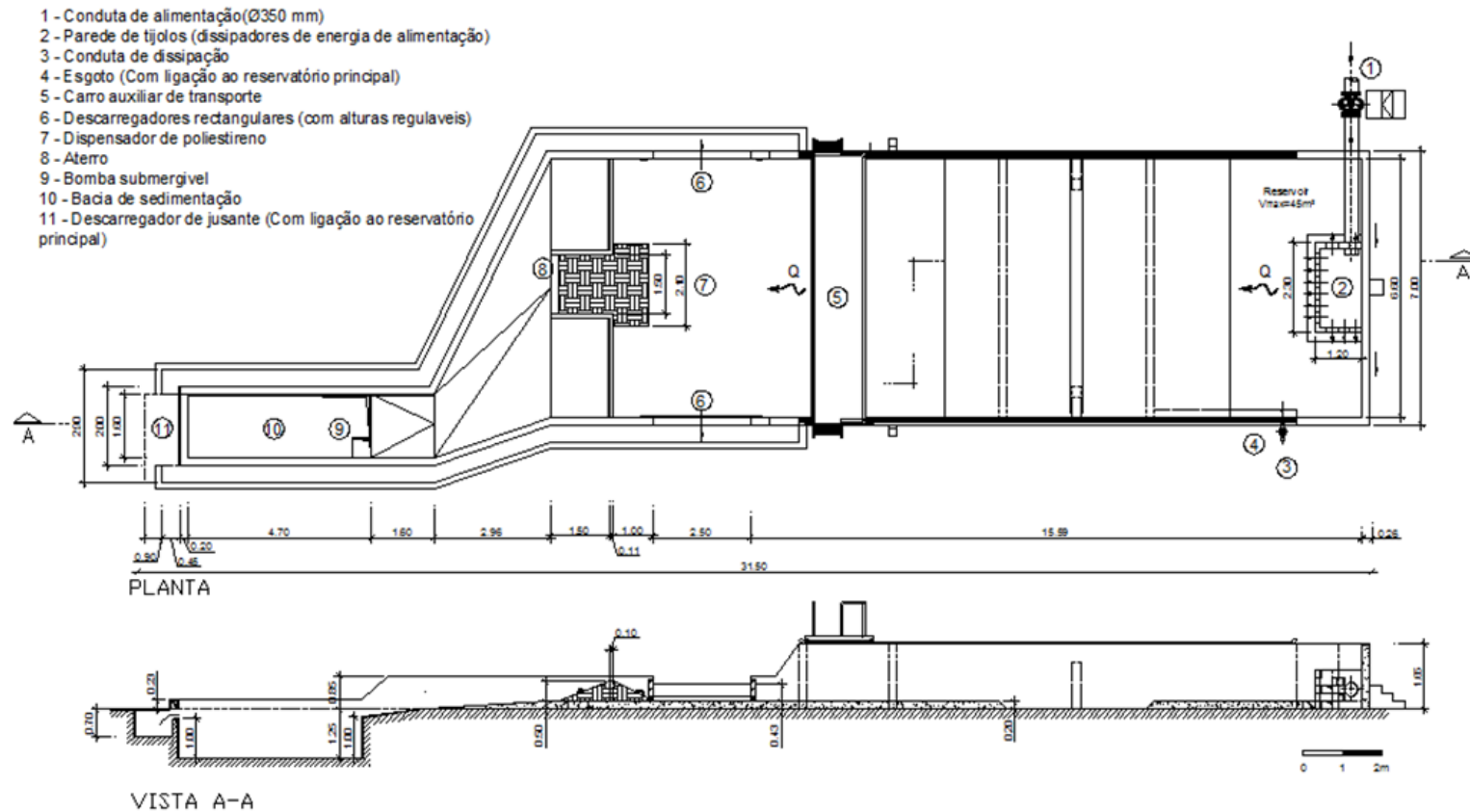


Figura A 1 - Esquemas em planta e vista lateral (A-A) da estrutura do canal de ensaio (AutoCAD).

Ensaios experimentais

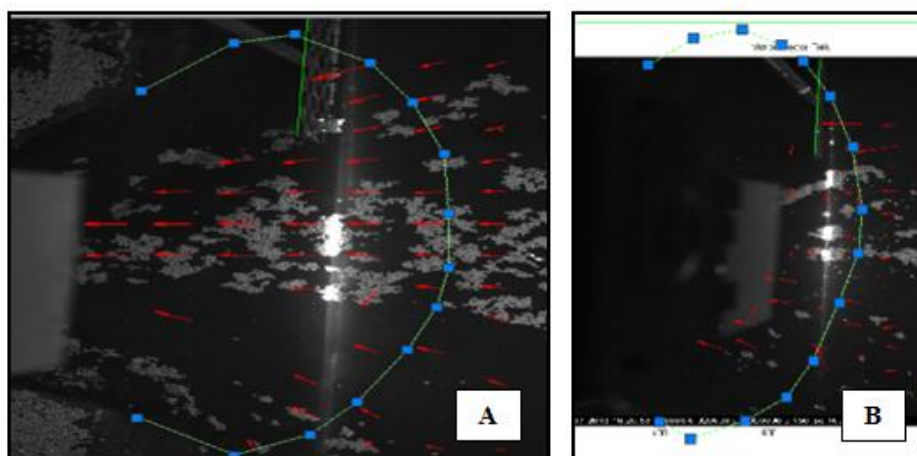


Figura A 2 - Exemplos de estimativa da secção parabólica da brecha. (A) Delimitação da secção parabólica da brecha aos 3328 segundos do ensaio de rotura; (B) Delimitação da secção parabólica da brecha aos 3795 segundos do ensaio de rotura.

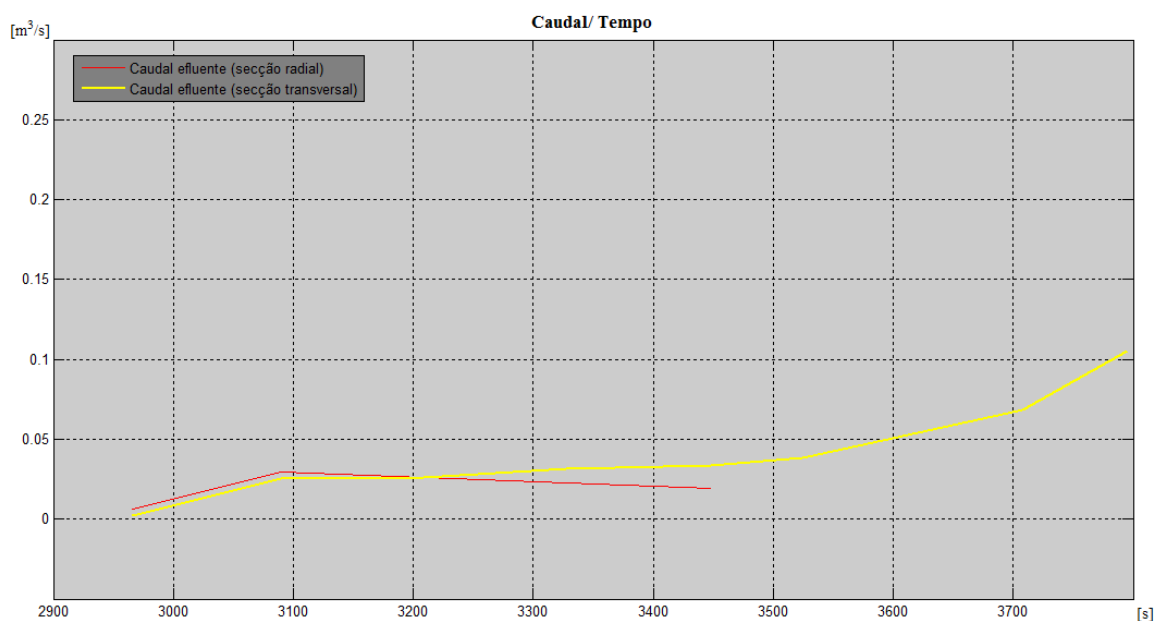


Figura A 3 - Gráfico referente às estimativas do caudal efluente obtido através da secção transversal da brecha (vermelho) e da secção parabólica da brecha (amarelo).

Anexo B (ensaios complementares)

Instrumentação não utilizada na estimativa direta do caudal efluente

Este anexo aborda, de uma forma ligeira, os ensaios exclusivos da instrumentação, justificando a utilização e aplicação de alguns instrumentos de recolha de dados durante a rotura das barragens de aterro.



Figura B 1 – Fotografia do descarregador colocado na zona do canal pertencente à barragem de aterro.

Na tentativa de aumentar a capacidade de estimar o caudal descarregado pela brecha, desenvolveram-se alguns ensaios de instrumentação. A Figura B 1 mostra o descarregador construído na zona do canal onde, durante os ensaios de rotura, se situa a barragem.

Com este descarregador foi possível simular a capacidade de alguns instrumentos medirem, com precisão, as velocidades na zona do descarregador, assim como registar convenientemente a área de abertura do descarregador.

As Figuras Figura B 2 e Figura B 3, mostram as imagens captadas por uma câmara de video de alta resolução e pela câmara de alta velocidade Photonfocus. Observando as imagens concluiu-se que a capacidade, da câmara de alta velocidade, para observar o fundo e a superfície livre através da redução de luz, proporcionam uma melhor estimativa das dimensões da brecha.

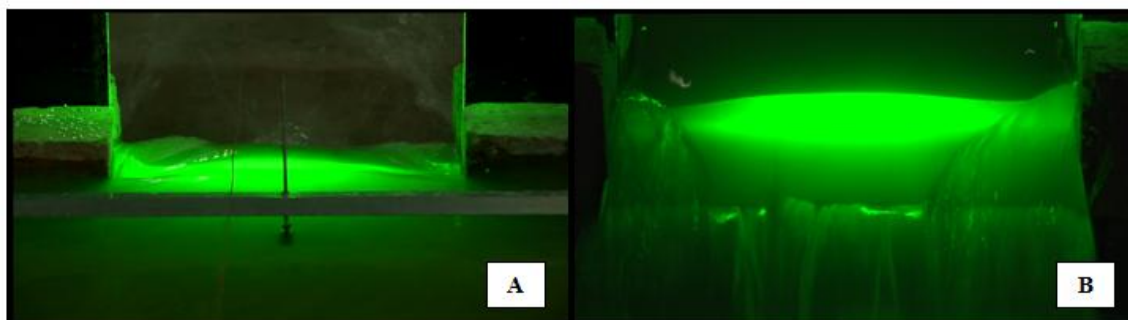


Figura B 2 – Imagens captadas pela câmara de video de alta resolução. (A) imagem de montante; (B) imagem de jusante.

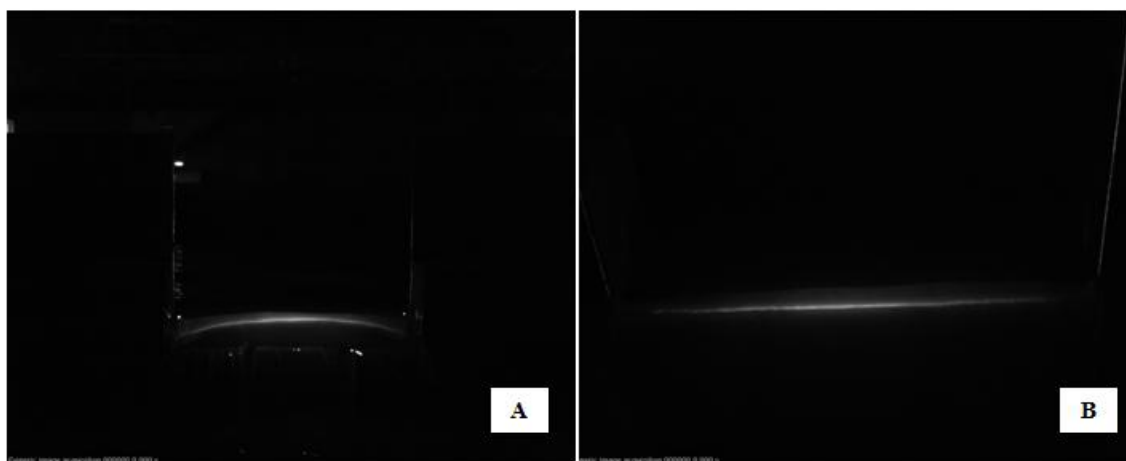


Figura B 3 – Imagens correspondentes à câmara fotográfica de alta velocidade utilizada para a captação de imagens da evolução da rotura da brecha, durante os ensaios de rotura. (A) Imagem de jusante; (B) imagem de montante.

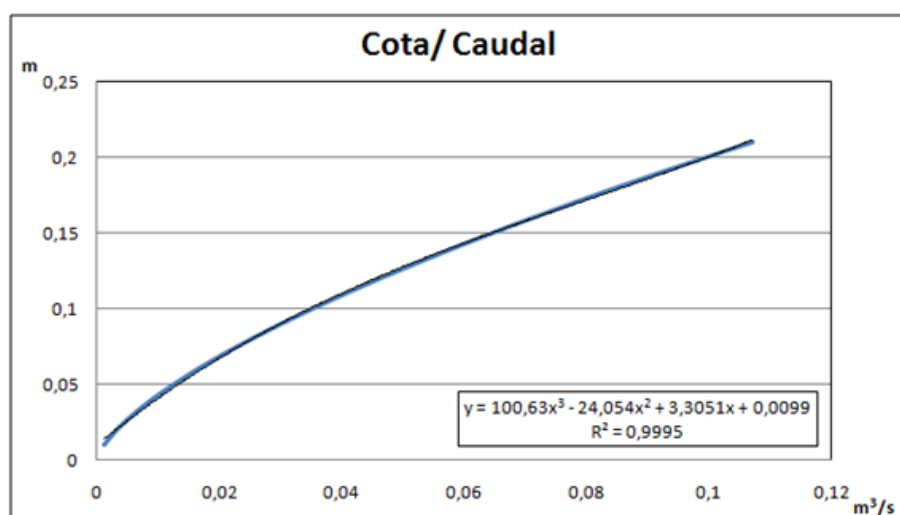


Figura B 4 – Curva de vazão do descarregador da Figura B 1.

O ensaio de instrumentação para medição de velocidades do descarregador foi feita através de sondas UVP, mas estas não se mostraram adequadas para escoamentos turbulentos. A verificação das velocidades medidas pelas sondas UVP mostrou-se, para a zona do descarregador, incorreta. É possível aferir quanto à velocidade a determinar na zona do descarregador pois a sua área de abertura é sempre constante, variando diretamente a cota com o caudal afluente. Para além da velocidade não ser corretamente estimada também o ruído visível na zona crítica do descarregador mostra que os resultados não são fidedignos (Figura B 5).

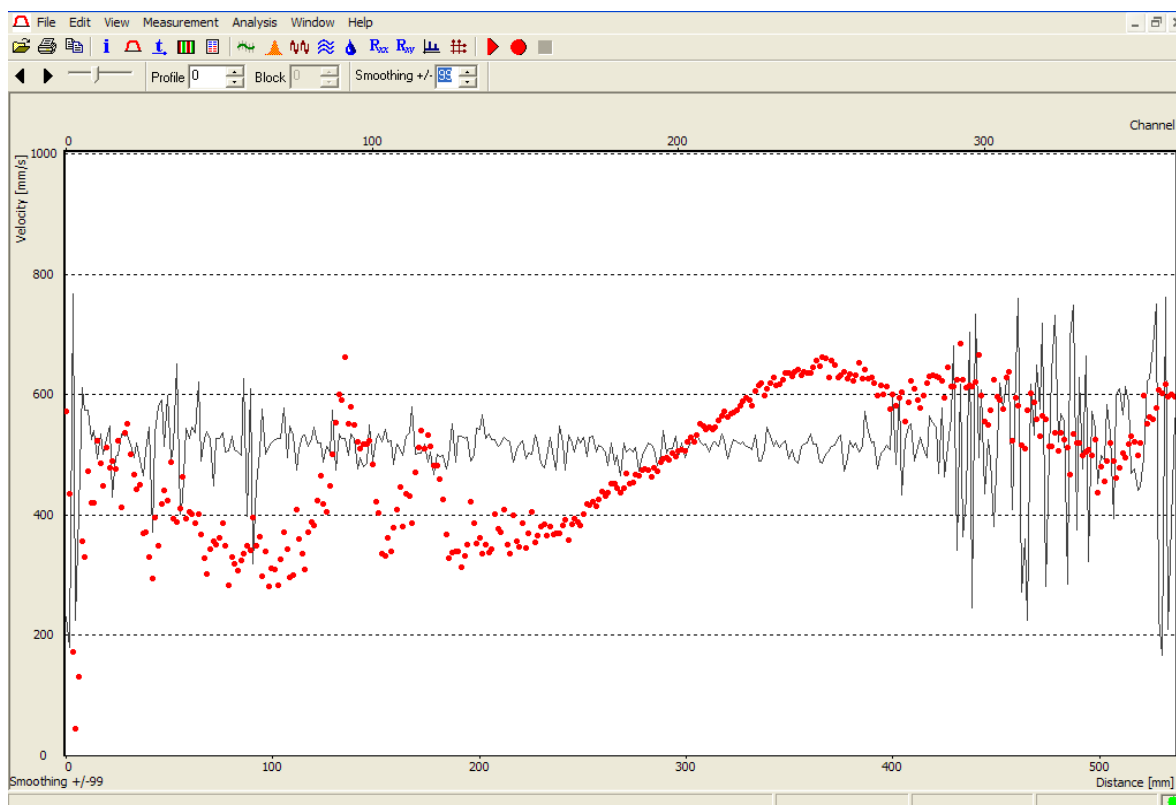


Figura B 5 – Perfil de velocidade medido pela sonda UVP. Distância de 0,5m ao descarregador e caudal de $0,08\text{m}^3/\text{s}$.

Ensaio de vazão dos descarregadores

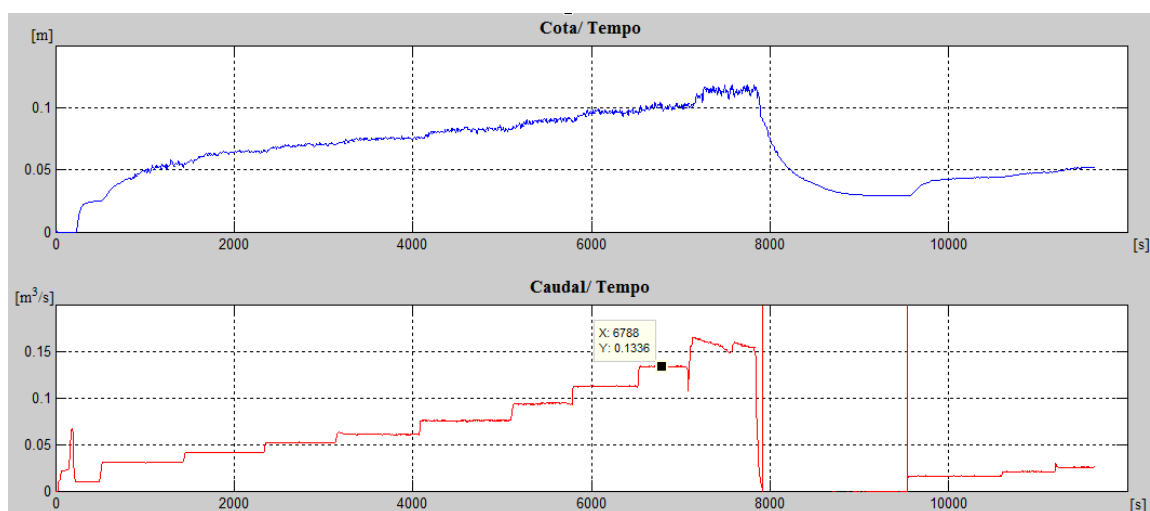


Figura B 6 – Ensaio de vazão do descarregador colocado na extremidade da bacia de retenção (primeiro ensaio). As cotas registadas pela sonda resistiva estão representadas pela linha azul e o caudal medido pelo caudalímetro está representado pela linha vermelha.

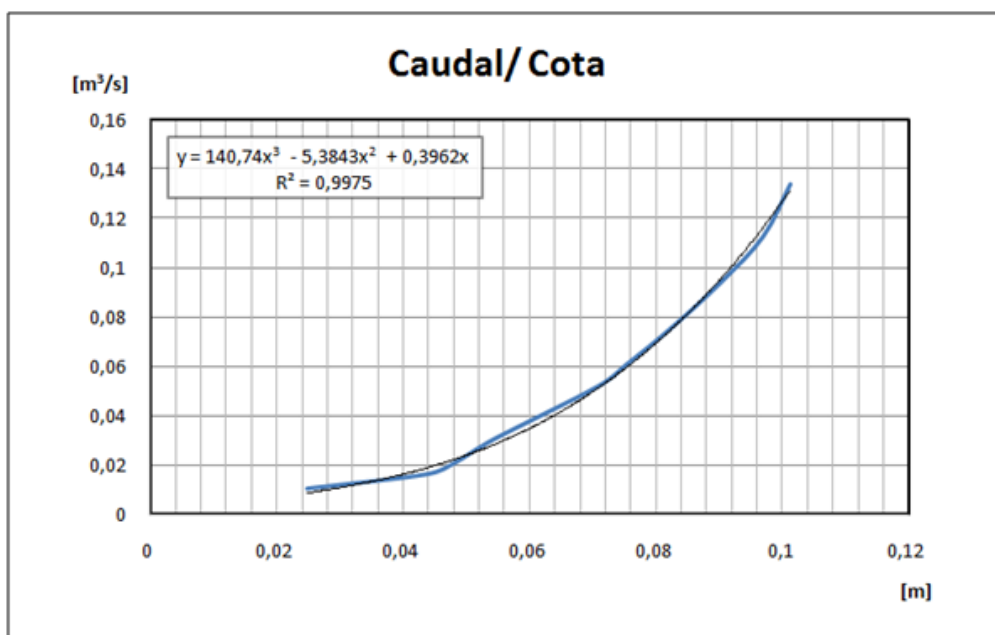


Figura B 7 – Curva de vazão do descarregador colocado a jusante da bacia de retenção, durante o primeiro ensaio experimental.

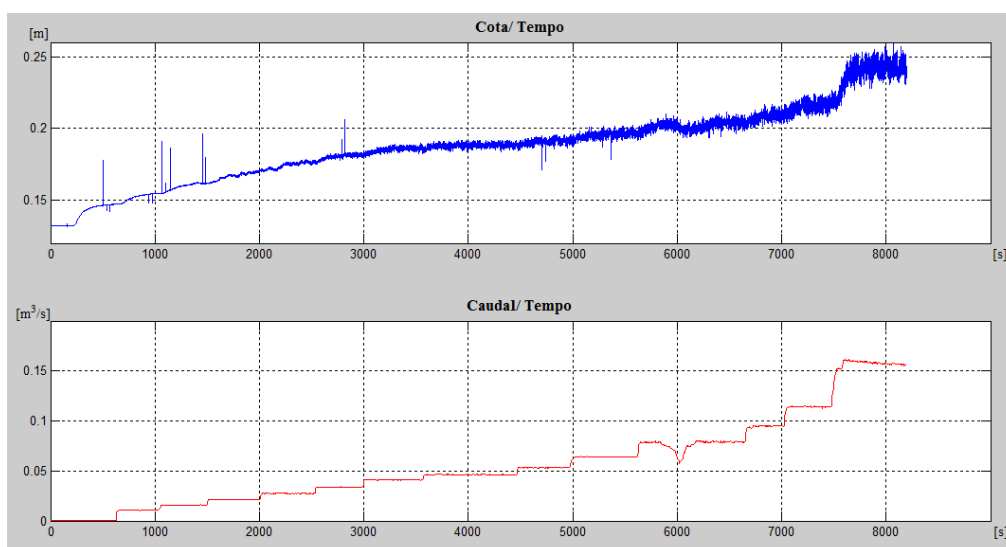


Figura B 8 - Ensaio de vazão do descarregador colocado na extremidade da bacia de retenção (segundo ensaio). As cotas registadas pela sonda resistiva estão representadas pela linha azul e o caudal medido pelo caudalímetro está representado pela linha vermelha.